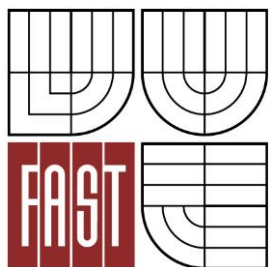




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

VÝZNAM NEDESTRUKTIVNÍCH DIAGNOSTICKÝCH METOD PRO HODNOCENÍ ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

IMPORTANCE OF NON-DESTRUCTIVE DIAGNOSTIC METHODS FOR SURVEYING STEEL-
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

HABILITAČNÍ PRÁCE
HABILITATION THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Ing. PETR CIKRLE, Ph.D.

BRNO 2016

Abstrakt:

Cílem habilitační práce bylo ukázat význam nedestruktivních diagnostických metod v širším rámci hodnocení existujících železobetonových konstrukcí. Při hodnocení starších železobetonových konstrukcí je velmi důležité objektivně zjistit jejich stav, zejména vlastnosti betonu a způsob vyztužení. Zde se uplatní v první řadě nedestruktivní metody, s jejichž pomocí lze bez poškození nosné konstrukce odhalit její kritická místa.

Pro zkoušení betonu v konstrukci využíváme nejčastěji metody tvrdoměrné a ultrazvukové. Tvrdoměrné metody lze výhodně použít na nových konstrukcích s hladkými betonovými plochami, u nichž není třeba povrch brousit. Při zkoušení staršího betonu je třeba zohlednit celou řadu vlivů na výsledky zkoušek – povrchovou úpravu, karbonataci betonu, kvalitu kameniva.

Jako výhodnější pro použití na existujících konstrukcích se jeví metoda ultrazvuková, která je zcela nedestruktivní a umožňuje zjistit vlastnosti betonu do hloubky. Pomocí ultrazvukové metody můžeme zjistit rovnoměrnost betonu, modul pružnosti, pevnost v tlaku, defekty uvnitř struktury a dokonce míru poškození betonu.

Pro lokalizaci výztuže se v poslední době stále více prosazuje metoda radaru, neboť umožňuje vizualizaci polohy výztuže uvnitř prvku. Pro stanovení krytí výztuže a odhad průměru je zase využívána metoda elektromagnetická. Kombinace obou metod přináší velmi dobré výsledky.

Nedestruktivní metody jsou nedílnou a významnou součástí diagnostiky konstrukcí. Uplatní se zejména u konstrukcí, u nichž není žádoucí jejich poškození. Jedná se např. o starší objekty industriálního dědictví s památkovou hodnotou, ale rovněž o zcela nové konstrukce v rámci kontroly jejich kvality.

Klíčová slova:

Hodnocení staveb, železobetonová konstrukce, beton, výztuž, nedestruktivní metody, tvrdoměrné metody, ultrazvuková impulzová metoda, elektromagnetický indikátor výztuže, georadar, rovnoměrnost, pevnost v tlaku, modul pružnosti.

Abstract:

The habilitation thesis aims to demonstrate the significance of non-destructive diagnostic methods in the broader perspective of the assessment of steel-reinforced concrete structures. During such an assessment, it is important to objectively determine the structure's current condition, especially the properties of concrete and the manner of reinforcement. It is here that non-destructive methods find their use, as they can detect weak points in the load-bearing structure without causing damage to it.

Concrete in structures is most commonly tested by means of sclerometric and ultrasonic pulse velocity methods. Sclerometric methods can easily be used on new concrete structures with smooth surfaces which do not need any extra grinding. When testing older concrete, there are a number of factors which influence the test results and must be taken into account; e.g. surface treatment, concrete carbonation and aggregate quality.

The ultrasonic pulse velocity method appears to be more suitable for existing structures since it is completely non-destructive and can determine the properties of concrete deep inside the tested element. The ultrasonic pulse velocity method can be used for determining the uniformity of concrete, compressive strength, hidden defects and even damage severity.

As for locating the reinforcement, the ground-penetrating radar method has been often used recently, as it is able to display the position of reinforcement inside the element being scanned. Another method is the electromagnetic method, which is used for the determination of reinforcement cover and diameter estimation. A combination of both these methods brings very good results.

Non-destructive methods are an integral part of building diagnostics. They are used mainly in structures where damage needs to be avoided. These are e.g. older industrial buildings with a heritage status but also new structures in which quality control is being performed.

Key words:

Building assessment, steel-reinforced structure, concrete, reinforcement, non-destructive methods, sclerometric methods, ultrasonic pulse velocity method, electromagnetic cover meter, ground-penetrating radar, uniformity, compressive strength, modulus of elasticity.

Bibliografická citace VŠKP

Ing. Petr Cikrle, Ph.D. *Význam nedestruktivních diagnostických metod pro hodnocení existujících železobetonových konstrukcí*. Brno, 2016. 174 s. Habilitační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví.

© Petr Cikrle, 2016

Vysoké učení technické v Brně

Fakulta stavební

Veveří 331/95, 602 00 Brno

Poděkování:

Diagnostika konstrukcí je ze své podstaty týmová práce, a proto bych chtěl poděkovat všem svým bývalým i současným kolegům, se kterými jsem měl možnost spolupracovat, především však nejbližšímu spolupracovníku Ing. Ondřeji Antonovi, Ph.D. Moje poděkování patří rovněž doc. Ing. Zdeňku Bažantovi, CSc., jenž je mým odborným vzorem a stálým zdrojem inspirace, a mé ženě Jolantě, za pochopení a všestrannou podporu. Práci bych rád věnoval mým rodičům, Věře a Oldřichovi.

Obsah

1	ÚVOD.....	10
2	HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ	12
2.1	Specifika hodnocení existujících konstrukcí	12
2.2	Postup hodnocení existujících konstrukcí	13
2.2.1	<i>Zakotvení hodnocení existujících konstrukcí v normách</i>	13
2.2.2	<i>Obecné schéma hodnocení konstrukcí</i>	13
2.2.3	<i>Účel hodnocení a scénáře</i>	15
2.2.4	<i>Předběžné hodnocení</i>	15
2.2.5	<i>Podrobné hodnocení</i>	16
2.3	Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti.....	17
3	DIAGNOSTIKA ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	18
3.1	Úvod do diagnostiky železobetonových konstrukcí	18
3.1.1	<i>Potřeba diagnostiky</i>	18
3.1.2	<i>Beton v minulosti a dnes</i>	18
3.2	Předpisy pro diagnostiku železobetonových konstrukcí	20
3.2.1	<i>Dva systémy norem pro zkoušení a diagnostiku betonových konstrukcí</i>	20
3.2.2	<i>Původní předpisy</i>	20
3.2.3	<i>Nové předpisy</i>	21
3.3	Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí.....	22
3.3.1	<i>Základní pojmy</i>	22
3.3.2	<i>Postup zkoušení a vyhodnocení výsledků na konstrukci</i>	23
3.3.3	<i>Zkušební místa</i>	23
3.3.4	<i>Odběr vzorků pro doplňkové zkoušky</i>	25
3.3.5	<i>Rovnoměrnost betonu</i>	25
3.3.6	<i>Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce podle ČSN 73 2011</i>	27
4	NEDESTRUKTIVNÍ METODY PRO DIAGNOSTIKU ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	29
4.1	Přehled nedestruktivních metod	29
4.1.1	<i>Dělení zkušebních metod</i>	29
4.1.2	<i>Nedestruktivní metody zkoušení</i>	29
4.2	Tvrdoměrné zkoušení betonu	31
4.2.1	<i>Princip metody</i>	31
4.2.2	<i>Druhy tvrdoměrů</i>	31
4.2.3	<i>Obecné zásady a způsoby stanovení pevnosti v tlaku z tvrdoměrných zkoušek</i>	35
4.2.4	<i>Vypracování a upřesňování kalibračních vztahů</i>	36
4.2.5	<i>Metoda Schmidových tvrdoměrů podle ČSN 73 1373</i>	37
4.2.6	<i>Tvrdoměrné zkoušky podle ČSN EN 12504-2 a ČSN EN 13791</i>	38
4.2.7	<i>Příklad vyhodnocení charakteristické pevnosti ze stanoveného vztahu</i>	40
4.3	Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu.....	43
4.3.1	<i>Použití ultrazvukové metody ve stavebnictví</i>	43
4.3.2	<i>Ultrazvuková metoda v platných normách</i>	46
4.3.3	<i>Ultrazvuková impulzová metoda podle ČSN EN 12504-4</i>	46
4.3.4	<i>Měření rychlosti šíření a výpočet modulu pružnosti betonu</i>	47
4.3.5	<i>Pevnost v tlaku z rychlosti šíření ultrazvukového impulsu</i>	49
4.3.6	<i>Odrážkové sondy a jejich využití ve stavebnictví</i>	54

4.4	Elektromagnetické indikátory výztuže	57
4.4.1	Úvod	57
4.4.2	Princip metody.....	57
4.4.3	Využitelnost metody.....	58
4.4.4	Přehled používaných přístrojů.....	59
4.4.5	Profometer PM-6 – nová úroveň zpracování výsledků	60
4.4.6	Postupy měření pro jednotlivé případy	61
4.5	Radar.....	65
5	VYUŽITÍ TVRDOMĚRNÝCH METOD V DIAGNOSTICE BETONU	67
5.1	Příklady ovlivnění výsledků tvrdoměrných zkoušek.....	67
5.1.1	Průzkum železobetonové desky z dolní strany.....	67
5.1.2	Vliv povrchové úpravy.....	69
5.1.3	Vliv karbonatace povrchu a kvality kameniva.....	72
5.1.4	Zhodnocení vlivů na tvrdoměrné zkoušky betonu.....	73
5.2	Využití tvrdoměřů při zkouškách předpjatých vazníků.....	74
5.2.1	Popis vazníku.....	74
5.2.2	Výroba a zkoušky těles.....	75
5.2.3	Vyhodnocení výsledků zkoušek.....	79
5.3	Modifikace tvrdoměrné metody pro zkoušky horní vrstvy průmyslové podlahy	80
5.3.1	Popis problému a metodika měření.....	80
5.3.2	Výsledky měření přístrojem Silver Schmidt PC-N na zkušební ploše č. 1.....	81
5.3.3	Výsledky měření na dalších vybraných plochách.....	84
5.3.4	Výsledky měření na referenční ploše č. 7	86
5.3.5	Zhodnocení výsledků měření vrstvy vsypu průmyslové podlahy	87
6	ULTRAZVUKOVÁ METODA V DIAGNOSTICE KONSTRUKCÍ.....	88
6.1	Kontrola rovnoměrnosti betonu obálky cyklotronu	88
6.1.1	Popis prvku.....	88
6.1.2	Zkušební metoda a postup	89
6.1.3	Výsledky ultrazvukového měření na prefabrikátu	92
6.2	Stanovení modulu pružnosti betonu mostních pilířů.....	97
6.2.1	Předmět řešení.....	97
6.2.2	Metodika měření.....	97
6.2.3	Výsledky zkoušek.....	99
6.2.4	Vyhodnocení výsledků nedestruktivních zkoušek.....	99
6.3	Využití ultrazvuku při průzkumu staré tovární haly.....	102
6.3.1	Popis konstrukce a metodika zkoušek.....	102
6.3.2	Zkoušení betonu konstrukce.....	104
6.3.3	Zhodnocení stavu železobetonové konstrukce	106
6.4	Diagnostika poruch železobetonových sloupů	107
6.4.1	Popis poruch konstrukce a poruchy sloupu.....	107
6.4.2	Předběžné hodnocení ostatních sloupů	108
6.4.3	Zkoušky betonu	110
6.4.4	Zhodnocení stavu sloupů	113
6.4.5	Ověření stavu napjatosti sloupů laboratorními zkouškami	114
6.4.6	Možnosti ultrazvukové metody pro zjišťování poruch struktury betonu.....	117

7	NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTIKA VÝZTUŽE.....	118
7.1	Nové možnosti elektromagnetické metody	118
7.2	Příklady zjišťování polohy výztuže	119
7.2.1	<i>Ověření vyztužení spojitě desky v pavilonu „Z“ na Brněnském výstavišti ...</i>	<i>119</i>
7.2.2	<i>Lokalizace polohy ohybů výztuže v železobetonové desce mostu</i>	<i>122</i>
7.2.3	<i>Ověření polohy ohybů výztuže v příčniku mostu v Ostravě.....</i>	<i>126</i>
7.3	Příklady měření krytí výztuže.....	129
7.3.1	<i>Zjištění krytí třmínků ve sloupech.....</i>	<i>129</i>
7.3.2	<i>Zjištění krytí hlavní výztuže ve sloupech</i>	<i>131</i>
7.4	Různé příklady odhadu průměru výztuže	134
7.4.1	<i>Stanovení průměru výztuže dutinových stropních panelů.....</i>	<i>134</i>
7.4.2	<i>Stanovení průměru výztuže sloupů</i>	<i>136</i>
7.4.3	<i>Měření průměru výztuže žeber, trámů a průvlaků.....</i>	<i>138</i>
8	KOMPLEXNÍ VYUŽITÍ NDT METOD PŘI PRŮZKUMU.....	140
8.1	Popis konstrukce a metodika měření	140
8.1.1	<i>Popis uměleckého díla</i>	<i>140</i>
8.1.2	<i>Volba zkušebních metod</i>	<i>141</i>
8.2	Zkoušky betonu	143
8.2.1	<i>Ultrazvukové měření in situ – rovnoměrnost betonu.....</i>	<i>143</i>
8.2.2	<i>Zkoušky betonu jádrového vývrtnu ze soklu</i>	<i>145</i>
8.2.3	<i>Upřesnění nedestruktivních zkoušek na konstrukci pro získání pevnosti v tlaku</i>	<i>148</i>
8.2.4	<i>Charakteristická pevnost v tlaku betonu podle ČSN 73 2011</i>	<i>149</i>
8.3	Zjištění vyztužení a způsobu ukotvení plastiky.....	149
8.4	Shrnutí výsledků měření na plastice Slunce a Člověk.....	158
9	ZÁVĚR	159
10	SEZNAM LITERATURY A PRAMENŮ	161
11	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	165
12	SEZNAM TABULEK	172
13	SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK	173

1 ÚVOD

Nové konstrukce vznikají díky spolupráci celé řady stavebních profesí a specializací. Při jejich návrhu se zohledňují geotechnické podmínky, statické působení, volba dostatečně únosných a trvanlivých materiálů, konstrukční detaily apod., vše s cílem zajištění dlouhodobé životnosti, bezpečnosti, únosnosti a stability, provozní a funkční spolehlivosti, trvanlivosti. Již v průběhu výstavby a kdykoliv v průběhu užívání stavby však může vzniknout potřeba vlastnosti konstrukce ověřit nebo zjistit. Ke slovu se pak dostává *diagnostika konstrukcí*, v současnosti již plnohodnotný obor, o čem svědčí i samostatná autorizace *PRO ZKOUŠENÍ A DIAGNOSTIKU STAVEB* v rámci České komory autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT). Přes tuto samostatnost je diagnostika předurčena k multidisciplinární spolupráci s řadou jiných oborů. K nejbližším spolupracovníkům patří zejména statici. Vždyť diagnostika konstrukcí by se dala nazvat „statikou naruby“ – bez znalosti statického působení konstrukcí nelze účinně diagnostiku provádět, ovšem podobně jako bez znalostí vlastností materiálů. Kromě staticů a materiálových inženýrů je často nutná spolupráce s dalšími odborníky, např. geotechniky, geodety, chemiky apod. Při získávání informací o starších stavbách se ke slovu dostávají rovněž historici, archeologové a památkáři.

Cílem diagnostiky konstrukcí je zjistit co nejvíce informací o konstrukci, které jsou podstatné pro její zhodnocení. Kromě výše zmiňované spolupráce s ostatními obory k tomu využívá nástroje pro hodnocení konstrukcí, kombinaci všech dostupných diagnostických terénních i laboratorních metod tak, aby s co nejmenšími zásahy do konstrukce a co nejnižšími náklady na průzkum zodpověděla všechny důležité otázky kladené posuzovatelem, obvykle zkušeným statickem. Jedním z účinných nástrojů je nedestruktivní defektoskopie.

Nedestruktivní zkušební metody na rozdíl od metod destruktivních nepoškozují zkoumané prvky a konstrukce a umožňují vyzkoušet velký počet míst na konstrukci, a to i opakovaně v různých časových intervalech. Tyto metody bývají v novějších předpisech označovány jako nepřímé, neboť zatímco u destruktivní defektoskopie na vybraných materiálech nebo konstrukcích přímo měříme skutečné požadované fyzikální veličiny, u nedestruktivní defektoskopie měříme zpravidla zcela jiné fyzikální veličiny a zaměřujeme se na hledání co možná nejvýstižnějších korelačních vztahů mezi měřenou veličinou a zjišťovanou veličinou [12]. Pro zkoušení lze využít pouze takové nepřímé metody, u nichž existuje statisticky významná závislost mezi ukazatelem nedestruktivní zkoušky a požadovanou vlastností (např. mezi tvrdostí betonu a pevností v tlaku, mezi rychlostí šíření impulzů ultrazvukového vlnění a modulem pružnosti betonu, apod.).

Za posledních 25 let došlo k překotnému vývoji v oblasti stavebních materiálů a technologií. Vlivem určité prodlevy ve vývoji metod a nejasnostem v nově převzatých normách

došlo k odsunutí nedestruktivních zkušebních metod na druhou kolej za zkoušky destruktivní - v České republice výrazněji než v okolních státech směrem na jih a západ. Základem diagnostických průzkumů se tak stalo vrtání a sekání, neboť pro tyto činnosti existuje špičkové vybavení a rovněž řada materiálů pro zapravení sond na konstrukci. Teprve v poslední době dochází k výraznějšímu oživení oboru NDT ve stavebnictví díky novým metodám – např. georadaru modifikovanému pro vyhledávání výztuže, ale zejména inovacím v přístrojovém vybavení u tradičních nedestruktivních metod - tvrdoměrné, ultrazvukové, rezonanční, endoskopické, atd. Nové přístroje sice nejsou úplně levné, avšak provedeme-li srovnání cen podobných přístrojů před rokem 1989 a v současnosti, dostaneme se v absolutním měřítku k řádově podobným částkám při nesrovnatelně vyšší cenové hladině. Znamená to, že tyto přístroje jsou dnes relativně levnější než dříve. Přesto pozorujeme malý zájem firem a soukromých subjektů o nové diagnostické přístroje. Hlavním důvodem zřejmě nejsou finanční možnosti firem, ale jistá ztráta kontinuity – došlo k zastarání přístrojového vybavení, obměně odborných pracovníků, změnám priorit. Navíc ve firmách (s výjimkou diagnostických) byly přístroje využívány účelově na úzký okruh úloh. Proto zůstává i dnes nejrozšířenější metodou metoda odrazových tvrdoměrů a místo elektronických tvrdoměrů se i nadále používají mechanické tvrdoměry Original Schmidt.

Proti tomu se na technických vysokých školách nedestruktivní metody udržely - díky výzkumu i výuce, ale zejména díky kontinuitě lidských zdrojů. Jednou z tradičních bašt nedestruktivního zkušebnictví je i Ústav stavebního zkušebnictví Stavební fakulty VUT v Brně, pořádající komplexní kurz NDT akreditovaný pod ČIA, jehož úspěšní absolventi získávají certifikát „Technik NDT zkoušení ve stavebnictví“, uznávaný mimo jiné pro diagnostické práce v resortu Ministerstva dopravy. Ústav stavebního zkušebnictví se rovněž podílí na prezentaci novinek a významu nedestruktivních metod širokému spektru pracovníků ve stavebnictví v rámci prestižní Beton University, pořádané společností Českomoravský beton a.s., se zaměřením na kontrolu kvality nových betonových staveb. Pro propagaci nejmodernějších přístrojů a metod je velmi důležitá i spolupráce s výrobcem špičkových diagnostických přístrojů Proceq SA, který zapůjčuje své novinky k testování a zpětně přijímá podněty pro jejich inovace.

Lze doufat, že v budoucnu i v České republice dojde k většímu rozvoji a rozšíření nedestruktivních metod ve stavebnictví, jak v oblasti kontroly kvality nově budovaných konstrukcí, tak i v oblasti diagnostiky starších konstrukcí. Velkou výzvou by se mohlo stát využití nedestruktivních metod při hodnocení stavu objektů industriálního dědictví.

2 HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

2.1 SPECIFIKA HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Pojem existující konstrukce je velmi široký, neboť zahrnuje prakticky všechny stavební objekty s nosnou funkcí, ať již byly postaveny včera nebo v dávné minulosti. Pokud se omezíme pouze na hlavní téma této práce a na Českou republiku, ani potom nebudeme schopni spočítat všechny betonové a železobetonové konstrukce a prvky, které byly v průběhu posledních přibližně 130 let samostatně postaveny nebo zabudovány do jiných staveb. Mnohé z nich již přestaly sloužit původnímu účelu a hledá se pro ně nové využití [22].

Požadavky na bezpečnost a použitelnost při hodnocení existujících konstrukcí by měly být podobné jako pro navrhování nových konstrukcí, ovšem přesto bývají zmiňovány některé podstatné rozdíly:

- Ekonomická hlediska zahrnující rozdíl v nákladech na novou stavbu a na zlepšení stavu existující konstrukce – např. přírůstek nákladů na statické zajištění objektu může být u starší konstrukce významný.
- Sociální hlediska včetně omezení nebo přemístění uživatelů, vylidnění čtvrtí měst; patří sem i památková ochrana historicky cenných objektů.
- Hlediska udržitelného rozvoje – snížení odpadů a využití recyklace, s dopadem na snížení energetické náročnosti při výrobě nových materiálů a šetření neobnovitelných zdrojů surovin [26].

Rozhodování o zachování a modernizaci existujících objektů nebo naopak o jejich asanaci není vůbec jednoduché, vždy by mělo předcházet důkladné zvážení všech výše uvedených aspektů udržitelnosti a rovněž objektivní zjištění jejich stavu, které však bývá hrubě podceňováno. Často uváděný laický názor „konstrukce tu stála 100 let, tak proč by nemohla stát klidně dalších 100 let“ je založen na neznalosti dané problematiky. Značná část zejména průmyslových objektů z dob minulých byla postavena ryze účelově, úsporně, s omezenou životností. V průběhu doby se rovněž změnila požadavky na kvalitu a trvanlivost materiálů nosných konstrukcí. Zodpovědný majitel či posuzovatel tak musí zvažovat, jaká opatření zabrání po dobu budoucího užívání jejich kolapsu.

Ze zkušeností autora této práce i jeho kolegů a spolupracovníků vyplývá, že většina nosných konstrukcí starších objektů je ve výrazně horším stavu, než jak na první pohled vypadá. Při hodnocení starších konstrukcí je tedy nezbytné ověřit jejich spolehlivost nejen na základě prohlídky, ale i na základě zkoušek. Hodnocení přitom musí zohlednit nejen aktuální stav v okamžiku hodnocení, neboť konstrukce musí být bezpečná, spolehlivá a provozuschopná po celou dobu plánovaného prodloužení životnosti.

2.2 POSTUP HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

2.2.1 Zakotvení hodnocení existujících konstrukcí v normách

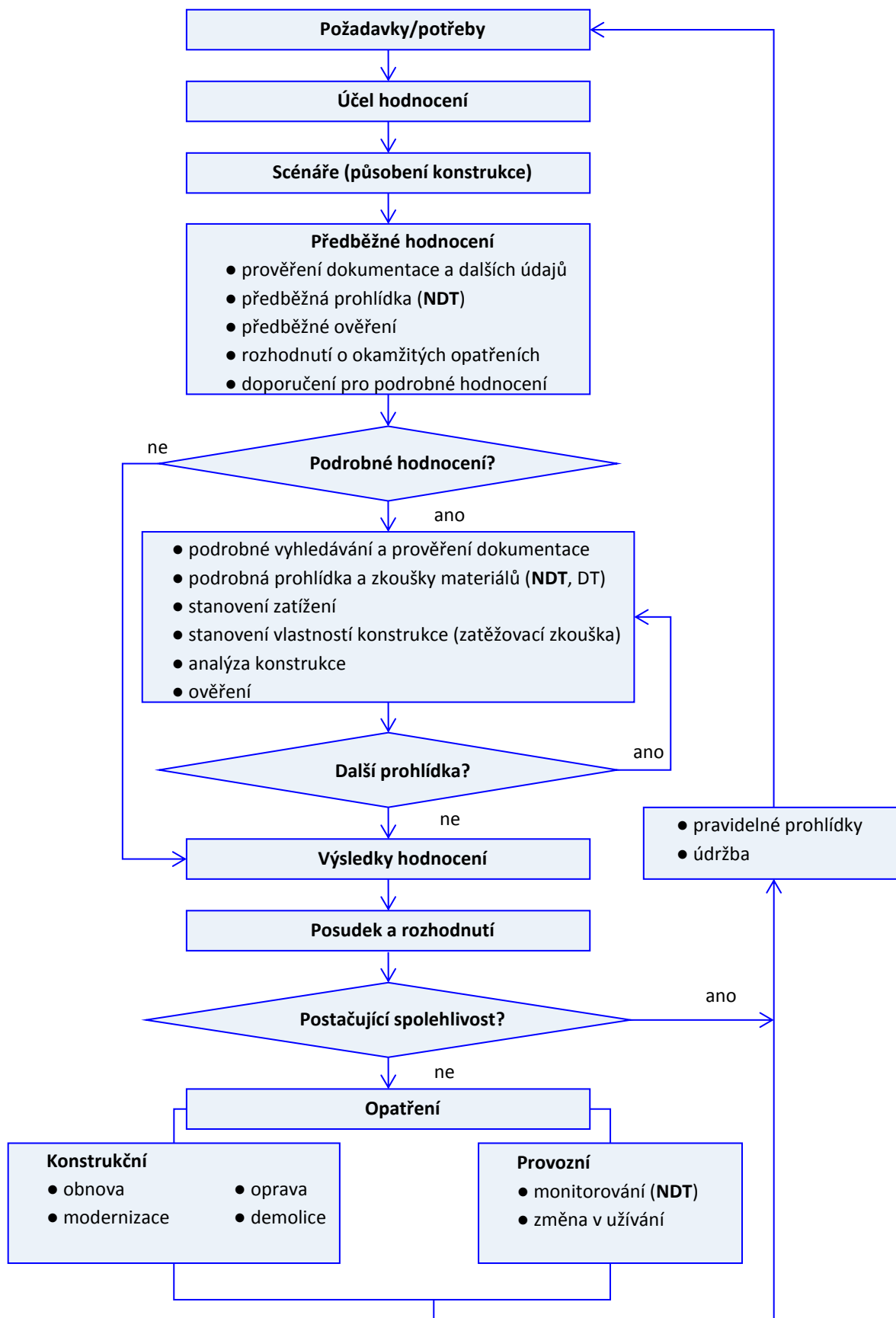
Při ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí a pro navrhování jejich obnov se postupuje podle zásad ČSN EN 1990 [43] a dalších platných norem. Jelikož některé zásady a údaje zejména pro staré konstrukce v těchto normách chybí, využívá se pro jejich hodnocení zvláštních norem. Stěžejním předpisem je norma ČSN ISO 13822 [41] Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, která stanoví postupy a požadavky na hodnocení existujících konstrukcí (občanských a bytových budov, průmyslových staveb, mostů i dalších stavebních objektů), které vycházejí ze zásad spolehlivosti konstrukcí a z následků jejich porušení. Podle této normy lze postupovat při hodnocení libovolné existující konstrukce, jež byla dříve navržena, vypočtena a provedena na základě přijatých inženýrských zásad či návrhových pravidel, nebo se jednalo o konstrukce provedené na podle zásad kvalitní řemeslné práce, dlouhodobých zkušeností a obecně platných a ověřených postupů. Norma byla v nedávné minulosti inovována, původní vydání z roku 2005 bylo zrušeno a nahrazeno novým vydáním z prosince roku 2014, s platností od 1. 1. 2015. V rámci této změny byly národní dodatky, tvořící mimochodem polovinu textu původního vydání, vyňaty a vydány ve formě samostatné normy ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplňující ustanovení [42]. Zde jsou uvedeny doplňující pokyny pro hodnocení stávajících konstrukcí vycházející z podmínek České republiky. Mimo jiné zde jsou uvedeny cenné informace pro posuzování a hodnocení konstrukcí z nejpoužívanějších materiálů - betonu, oceli, litiny, dřeva, cihelného zdiva, apod. Je bezesporu pozitivní, že v revidovaném vydání těchto norem jsou nově přidány i přílohy týkající se přímo hodnocení konstrukcí objektů kulturních památek [25].

2.2.2 Obecné schéma hodnocení konstrukcí

Obecný postup hodnocení konstrukcí dle [41] je následující:

- Stanovení **účelu** hodnocení;
- Scénáře;
- Předběžné hodnocení na základě prohlídky (předběžného průzkumu);
- Podrobné hodnocení na základě průzkumu (podrobného);
- Výsledky hodnocení;
- V případě potřeby se postup opakuje (doplňkový průzkum);

Obecný diagram pro hodnocení konstrukce podle [41] je znázorněn na Obr. 1.



Obr. 1 Vývojový diagram obecného postupu hodnocení existujících konstrukcí s vyznačením fází s využitelností NDT metod [41]

Nejdůležitější pro postup hodnocení je zejména **účel hodnocení**, dále zjištěné poruchy, způsob dosavadního využívání konstrukce, zjištěná míra degradace, dostupnost projektové dokumentace [41, 42]. Ve většině případů se původní dokumentaci ke starším objektům nepodaří dohledat, anebo je nekompletní či neodpovídá skutečnosti z důvodu pozdějších stavebních úprav. K hodnocení starších konstrukcí je zapotřebí značné zkušenosti a rovněž znalostí původních postupů, technik a vlastností původních materiálů.

2.2.3 Účel hodnocení a scénáře

Pro postup hodnocení konstrukce je klíčové stanovit **účel** hodnocení z hlediska požadavků na její budoucí funkční způsobilost. Důvodem k hodnocení může být např.:

- očekávaná změna v používání nebo prodloužení návrhové životnosti,
- ověření spolehlivosti požadované úřady nebo vlastníky,
- poškození konstrukce od mimořádných zatížení,
- degradace konstrukce vlivem časově závislých zatížení nebo vlivů.

Se změnou konstrukčních podmínek nebo zatížení může dojít ke vzniku kritických situací. K jejich identifikaci slouží **scénáře**, každý z nich je charakterizován rozhodujícím procesem nebo zatížením, popřípadě i jedním či několika vedlejšími procesy. Správná identifikace scénářů (co se s konstrukcí může stát, když ...) je základem pro hodnocení a návrh opatření, kterými se zajistí použitelnost a především bezpečnost konstrukce [41].

2.2.4 Předběžné hodnocení

Předběžné hodnocení sestává z řady činností, které lze shrnout do těchto bodů:

- studium všech dostupných dokumentací a dalších údajů o stavbě,
- předběžná prohlídka,
- předběžné ověření,
- rozhodnutí o okamžitých opatřeních,
- doporučení pro podrobné hodnocení.

U dokumentace je nutné ověřit, zdali odpovídá skutečnému stavu, zda je aktualizovaná. Z ostatních údajů je důležité zjistit např. významné vlivy prostředí nebo seizmická zatížení, extrémní zatížení, povodně, požáry, změny v základových poměrech, havárie apod.

Účelem předběžné prohlídky je zejména identifikovat konstrukční systém, vlastnosti povrchů, viditelné deformace, trhliny či odprýskávání. Předběžná prohlídka probíhá vizuálně a více méně nedestruktivně, maximálně za pomoci jednoduchých nástrojů. Je velmi důležité, aby prohlídku prováděla zkušená osoba jako autorizovaný statik nebo diagnostik, nejlépe však obě

tyto specializace současně. Norma ČSN ISO 13822 [41] sice uvádí, že již během předběžné prohlídky lze danými metodami zjistit, že je konstrukce relativně v pořádku a po dobu požadované životnosti spolehlivá, a proto není třeba podrobné hodnocení. S tímto tvrzením však lze souhlasit jen částečně, v případech hodnocení konstrukcí, u nichž se nechystá žádný větší zásah. V případě rozsáhlých modernizací či přestaveb je podrobné hodnocení nutné.

Někdy naopak již předběžná prohlídka ukáže na řadu nejistot, které bude třeba ověřit podrobným průzkumem. Pokud by předběžné ověření jasně dokazovalo, že se konstrukce nachází v nebezpečném stavu, je nutné to oznámit objednateli. Potřebné opatření se pak musí přijmout okamžitě tak, aby nedošlo k ohrožení bezpečnosti [41].

2.2.5 Podrobné hodnocení

Podrobné hodnocení navazuje na předběžnou prohlídku. Jeho úkolem je podrobnější zkoumání dokumentace, podrobná prohlídka konstrukce včetně sond a zkoušek materiálů, z nichž je konstrukce zhotovena. Zkoumají se a zjišťují konstrukční detaily, rozměry konstrukce a charakteristické hodnoty materiálových vlastností. Při stanovení zatížení, vyhodnocování zkoušek a stanovení únosnosti nosných prvků se postupuje podle platných norem. Plánování zkoušek vychází ze statického schématu konstrukce – vlastnosti se mají zjistit tam, kde jsou důležité pro výpočet, na druhé straně se při tom nesmí ohrozit spolehlivost konstrukce. Při stanovení výsledků zkoušek by měly být použity statistické metody [41].

Stanovení zatížení včetně vlivů prostředí se určí podle ČSN ISO 2394 [44]. Únosnost nosných prvků se stanoví s ohledem na předpokládané účinky zatížení s přihlédnutím ke stupni degradace stávající konstrukce. Je třeba zohlednit i možné nenadálé okolnosti, např. zatížení požárem, který by mohl v průběhu existence konstrukce vzniknout. Pokud by výsledky hodnocení konstrukce prokázaly, že její bezpečnost nebo použitelnost je nedostatečná, musela by se doporučit vhodná konstrukční opatření. Zpracovatel hodnocení by měl doporučit řešení, ale konečné rozhodnutí o opatření náleží objednateli. Jen v případě nebezpečného stavu konstrukce mohou být dočasná opatření požadována okamžitě. Konstrukčním opatřením rozumíme obnovu, opravu, modernizaci, v krajním případě i demolici [41].

Vhodnou alternativou ke konstrukčním opatřením pro řízení nebo snížení velikosti rizik může být tzv. provozní opatření. Je tím myšleno např. omezení zatížení, vyloučení části konstrukce z užívání, změna ve využívání konstrukce, anebo vhodný způsob monitorování během provozu konstrukce. V každém případě je vhodné v závislosti na výsledcích hodnocení a plánu využití stanovit pro zbytkovou životnost plán prohlídek a údržby [41, 42].

2.3 HODNOCENÍ NA ZÁKLADĚ DŘÍVĚJŠÍ USPOKOJIVÉ ZPŮSOBILOSTI

Nosné konstrukce byly navrženy podle požadavků a předpisů platných v době jejich vzniku, které nemusí odpovídat požadavkům současným. Podle [41] lze existující konstrukci, navrženou a provedenou podle dřívějších platných norem, anebo na základě osvědčených stavebních postupů, hodnotit „mírněji“ než konstrukci novou, pokud jsou splněny následující podmínky z **hlediska bezpečnosti**:

- Pečlivá prohlídka neodhalí žádné známky významného poškození, přetížení či degradace;
- Přezkoumá se konstrukční systém, prohlédnou kritické detaily a prověří se z hlediska přenosu napětí;
- Konstrukce vykazuje uspokojivou způsobilost v průběhu dostatečně dlouhého období, ve kterém došlo v důsledku užívání a účinků prostředí k výskytu extrémně nepříznivých zatížení;
- Predikovaná degradace s uvážením současného stavu a plánované údržby nemá vliv na trvanlivost;
- Pro další plánovanou životnost konstrukce nenastanou změny, které by mohly významně zvýšit zatížení působící na konstrukci nebo ovlivnit její trvanlivost, a žádné takové změny nejsou očekávány.

Podobně se konstrukce zhodnotí i z hlediska provozuschopnosti. Pokud jedna nebo více podmínek nejsou splněny, pak není možné hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti použít [41]. V tom případě je nutné prokázat vlastnosti materiálů a konstrukcí dle současně platných norem pro navrhování betonových konstrukcí (Eurokódů).

Na základě zkušeností však lze alespoň minimální ověření vlastností doporučit ve všech případech, kdy dochází k zásahům do nosné konstrukce, i když jsou všechny podmínky pro „mírnější“ hodnocení splněny. Zabrání se tak hrubým chybám a v některých případech dokonce havárii konstrukce. Právě zde se jako ideální jeví použití nedestruktivních nebo téměř nedestruktivních metod, které s minimálními náklady a nepatrnými zásahy dokáží mnohé napovědět o stavu nosné konstrukce.

3 DIAGNOSTIKA ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

3.1 ÚVOD DO DIAGNOSTIKY ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

3.1.1 Potřeba diagnostiky

Diagnostika konstrukcí je dnes samostatnou specializací i v rámci ČKAIT, která však úzce souvisí se statikou a dynamikou staveb na straně jedné, s materiálovým inženýrstvím na straně druhé. Potřeba diagnostiky vychází z několika důvodů, zejména:

- u nové konstrukce vznikly pochybnosti o kvalitě betonu či krytí výztuže;
- u starší konstrukce se objevily staticky závažné poruchy (např. trhliny) a vznikla pochybnost o její bezpečnosti;
- u starší konstrukce je připravována modernizace či nadstavba – buď má dojít k přetížení konstrukce, anebo ke změnám ve statickém schématu (odstranění části prvků, zeslabení průřezů, apod.);
- diagnostika je předepsána v projektové dokumentaci po určité době.

Na konstrukce přitom působí rozdílné vnější vlivy (klimatické podmínky, agresivní látky, zatížení), a proto obecný postup pro zjištění vlastností železobetonové konstrukce bude nutné pro každý konkrétní případ modifikovat. Jinými slovy, pokaždé je kladen důraz pouze na určité vlastnosti konstrukce.

3.1.2 Beton v minulosti a dnes

Pro hodnocení stávajících konstrukcí platí obecně norma ČSN ISO 13822 [41] a dále ČSN 73 0038 [42]. Zde je uveden postup pro zjišťování materiálových vlastností betonu, vlastností betonářské i předpínací výztuže. Charakteristické hodnoty vlastností betonu a výztuže určujeme podle platných norem pro navrhování. Často vyvstane potřeba provést porovnání betonů starších druhů, značek a tříd s pevnostními třídami uvedenými v ČSN EN 206 [45], k čemuž lze použít převodní tabulku z ČSN EN 13791 [52] - viz Tab. 1.

Je však třeba mít na paměti rozdíl mezi železobetonovými konstrukcemi postavenými v minulosti a v současnosti. Liší se jednak ve způsobu návrhu (podle stupňů bezpečnosti, dovolených namáhání, mezních stavů), jednak ve „vstupních“ vlastnostech betonu i výztuže. Jemnost mletí a granulometrie cementu, kvalita a frakce kameniva, absence chemických přísad, konzistence směsí, způsob hutnění - to jsou jen hlavní rozdíly mezi betonem vyráběným před 80 až 100 lety a nyní. Proto je vhodné údaje o betonu získané z dokumentace ověřovat zkouškami.

Tab. 1 Druhy, značky, třídy betonů a převod značení [42]

Beton				
Druh	Značka	Třída	Třída	Pevnostní třída
ČSN 1090:1931 ČSN 1230:1937	ČSN 732001:1956 ČSN 736206:1971	ČSN 73 1201: 1967	ČSN 73 1201: 1986	ČSN EN 206
a	60	1	-	(C 3/3,5)
b	80		B 5	(C 4/5)
c	105	0	B 7,5	(C 6/7,5)
d	135	I	B 10	C 8/10
			B 12,5	(C 9/12,5)
e	170	II	-	(C 10/13,5)
			B 15	C 12/15
f	250	III	B 20	C 16/20
			B 25	C 20/25
g	330	IV	-	(C 23/28)
			B 30	C 25/30
	400		B 35	(C 28/35)
			-	C 30/37
		V	B 40	(C 30/40)
	500		B 45	C 35/45
		VI	B 50	C 40/50
	600		B 55	C 45/55
			B 60	C 50/60
Poznámka: Pevnostní třídy uvedené v závorkách nejsou v příslušné normě zavedeny				

Podobně můžeme v normě ČSN 73 0038 [42] nalézt i tabulky s vlastnostmi betonářské a předpínací výztuže používané přibližně od roku 1920. Nutnou podmínkou pro započítání soudržnosti výztuže s betonem je dodržení pevnostní třídy alespoň C 12/15, což však bývá u starších konstrukcí problém, neboť podle ČSN 1090:1931 [59] bylo možné železobetonové prvky (desky, žebra) vytvořit z betonu pevnostní třídy d až g (z betonu g pouze výjimečně), tedy již z pevnostní třídy C 8/10. Podobně v 60. a 70. letech 20. stol. byl běžně do nosných železobetonových konstrukcí používán beton značky 170, tedy z dnešního pohledu mezilehlé pevnostní třídy (C 10/13,5). Když zohledníme technologickou nekázeň (nebo dokonce záměrné šizení) a degradaci betonu, pak se opravdu nelze spoléhat na původní značení. Jak vyplývá ze zkušeností Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně i literatury [4], zhodnocení starší železobetonové konstrukce bez ověření vlastností betonu a způsobu vyztužení alespoň v nezbytně nutné míře je velmi riskantní a může mít fatální následky.

3.2 PŘEDPISY PRO DIAGNOSTIKU ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

3.2.1 Dva systémy norem pro zkoušení a diagnostiku betonových konstrukcí

V nedávné době prošla diagnostika železobetonových konstrukcí výraznými změnami souvisejícími se zaváděním nových evropských norem. Tyto normy by měly odrážet rozvoj diagnostických metod nedestruktivních i semidestruktivních, ovšem pro odborníky z oboru diagnostiky jsou spíše zklamáním. Z důvodu nedokonalosti evropských norem byly v ČR zachovány souběžně i původní české normy, dokonce jako harmonizované s evropskými, i když ani tato harmonizace není optimální a skrývá určité odlišnosti. Prostě není zrovna jednoduché se v normách pro zkoušení a diagnostiku železobetonových konstrukcí vyznat.

3.2.2 Původní předpisy

Původní české (československé) normy pro zkoušení betonu v konstrukcích lze charakterizovat jako poměrně podrobné návody pro plánování, provádění a vyhodnocování zkoušek, které byly vzájemně sladěny. Po rozsáhlé diskuzi o jejich zrušení byla většina z nich přepracována tak, aby nebyly v rozporu s novými normami, neboť některé jejich důležité části nejsou v nově přijatých normách obsaženy. Snaha o jejich harmonizaci byla formálně úspěšná, přesto stále obsahují části, které s novými EN normami nejsou kompatibilní, bez úprav přebírají zastaralé vztahy platné před 30 i více lety, navíc obsahují i některé nové chyby a nepřesnosti. Zřejmě ideálním stavem by bylo zpracování národních dodatků nově převzatých evropských norem, a poté zrušení všech norem původních. Následuje přehled původních zkušebních předpisů pro zkoušení betonu v konstrukcích:

- ČSN 73 0038:1986 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách [60]. Platnost této normy byla ukončena k 1. 9. 2005, místo ní platí ČSN ISO 13822 [41].
- ČSN 73 2011:1986 Nedeštruktívne skúšanie betónových konštrukcií [61]. Norma platila pro nedestruktivní zkoušení stavebních konstrukcí a dílců z prostého, železového a předepjatého obyčejného hutného betonu. V roce 2012 byla zrušena a znovu vydána jako „harmonizovaná“ s ČSN EN 13791 [52].
- ČSN 73 1370 až 76 jako normy určené pro provádění jednotlivých nedestruktivních metod – ultrazvukové, rezonanční, tvrdoměrné, radiometrické a radiografické. Tři z těchto norem pro ultrazvuk, rezonanci a tvrdoměry [48, 49, 50] byly znovu vydány v letech 2011-12.
- Pro odběr vzorků z konstrukce neexistovala v tomto původním systému samostatná norma, pevnost v tlaku vývrtů se zkoušela podle ČSN 73 1317 [57]. Po jejím zrušení jsou přepočty pevností v tlaku na různých tělesech obsaženy ve změně Z1 ČSN EN 12390-3 [56].

3.2.3 Nové předpisy

Přijetí nových norem provázely od počátku určité rozpaky. Nejdříve od roku 2001 vycházely jednotlivé zkušební metody (ČSN EN 12504), z jejichž obsahu vyplynulo zásadní snížení významu nedestruktivních zkoušek. Teprve jim nadřazená norma ČSN EN 13791 [52] z roku 2007 vrátila zpět možnost získat pevnost betonu (odhad pevnosti) pomocí nepřímých metod, za referenční je však považována metoda jádrových vývrtů. Navíc ČSN EN 13791 evidentně vycházela z normy ČSN EN 206 [45] (v tehdejší znění jako ČSN EN 206-1) pro nově betonované konstrukce, avšak lze podle ní posuzovat i konstrukce stávající. Problém je, že další z nově přijatých norem ČSN ISO 13822 [41] pro hodnocení existujících konstrukcí uvádí odlišný postup pro výpočet charakteristických vlastností materiálů, tedy i betonu. K novým normám pro zkoušení betonu v konstrukcích patří:

- ČSN ISO 13822:2014 (původní vydání 2005) Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí [41]. Tato norma poskytuje obecné pokyny pro návrh oprav nebo modernizací existujících konstrukcí. Součástí jsou postupy hodnocení existující konstrukce včetně vývojového diagramu, určení zatížení a odolnosti konstrukce, analýza konstrukce, návrh opatření a hodnocení spolehlivosti.
- ČSN 73 0038:2014 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplňující ustanovení [42]. Obsahuje doplňující pokyny pro hodnocení existujících konstrukcí v ČR, obsahuje podrobnější pokyny pro hodnocení konstrukcí z betonu, zdiva, dřevěných a kovových konstrukcí. Nově jsou součástí zásady pro hodnocení konstrukcí památek.
- ČSN EN 13791:2007 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných dílcích [52]. Stěžejní norma zejména pro nově budované konstrukce, problematická je její aplikace pro hodnocení starších konstrukcí. Norma upřednostňuje jádrové vývrty a připouští vyhodnocení vlastností betonu na základě zkoušení velmi malého počtu vzorků ($n=3$), což může vést k nadhodnocení zatřídění betonu.
- ČSN EN 12504-1:2009 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku [53] (původní vydání z roku 2001 změněno).
- ČSN EN 12504-2:2013 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem [54] (původní vydání 2002 změněno).
- ČSN EN 12504-4:2005 Zkoušení betonu - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu [55].

3.3 NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠENÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

3.3.1 Základní pojmy

Nedestruktivní zkoušení betonu je zkoušení betonu na tělesech, dílcích nebo konstrukcích, při kterém se vůbec neporuší nebo poruší jen tak nepatrně, že tím statická funkce zkoušeného tělesa, dílce konstrukce není dotčena [46].

Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí je zkoušení, při kterém se sledované vlastnosti betonu v konstrukci nebo v její části, a podle potřeby též poloha, průměr a množství výztužné oceli, zkoušejí nedestruktivně [46].

Nedestruktivní zkouška však nezahrnuje pouze vlastní měření nedestruktivní metodou nebo metodami, ale rovněž přípravné práce, měření na porovnávacích tělesech nebo modelech, případně též doplňkové zkoušky, např. na jádrových vývrtech. *Doplňkové zkoušky* prováděné jinak než nedestruktivně jsou potřebné k doplnění informací, upřesnění nebo snížení rizika chybného rozhodnutí při vyhodnocování sledované vlastnosti konstrukce [46].

Metodika nedestruktivního zkoušení betonových konstrukcí podle [46] je alternativou k postupům uvedeným v jiných předpisech, např. v [41, 52], které upřednostňují zkoušky na odebraných tělesech. Oba přístupy přitom mají své výhody a nevýhody, které jsou stručně shrnuty v Tab. 2.

Tab. 2 *Výhody a nevýhody nedestruktivních a destruktivních zkušebních metod*

Výhody (+) a nevýhody (-) zkušebních metod	
Nedestruktivní metody (NDT)	Destruktivní metody (DT)
+ nepoškozují konstrukci	- poškozují konstrukci
+ velký počet míst (statistika)	- menší počet (někdy není možné odebrat)
+ lze provádět opakovaně, v čase	- relativně dražší (ne vždy)
+ relativně levnější (ne vždy)	+ přesnější
- méně přesné	+ ověření skutečného stavu
- možnost hrubých chyb a omylů	+ větší množství diagnostických firem
- vyšší nároky na kvalifikaci osob	

Jaký postup je výhodnější nelze obecně říci, vždy záleží na konkrétních podmínkách konstrukce a rovněž na provozních podmínkách. Obecně lze konstatovat, že ideální je skloubit výhody a přednosti obou typů metod. Pokud ani kombinace nedestruktivních a destruktivních metod nevede k uspokojivému cíli, nezbyvá než ověřit vlastnosti konstrukce jako celku zatěžovací zkouškou.

3.3.2 Postup zkoušení a vyhodnocení výsledků na konstrukci

Zkoušení konstrukcí a vyhodnocování výsledků lze rozdělit do čtyř základních etap:

- 1) Shrnutí údajů a informací o konstrukci – druh konstrukce, její účel; rozměry, stáří, druh použitého betonu a oceli, údaje o zatížení a užívání, základové poměry, zásahy do konstrukce (přestavby, opravy), popis stavu konstrukce (vady a poruchy).
- 2) Vypracování programu zkoušení a vyhodnocení – v programu musí být uveden druh konstrukce nebo dílce, známé údaje o použitém betonu a oceli, účel zkoušení a použité metody, počet a rozmístění zkušebních míst, příprava zkušebních míst, získání porovnávacích zkušebních těles a druhy zkoušek, postup při zkoumání konstrukce, použité přístroje, pokyny pro vyhodnocení zkoušek (např. normy), rozsah a způsob provedení doplňkových zkoušek, pokyny pro vyhodnocení vlastností konstrukce, závaznost výsledků zkoušek, jméno a kvalifikace zpracovatele programu.
- 3) Vlastní zkoušení (nedestruktivní + doplňkové) – zkušební metody se volí s ohledem na stav konstrukce, použité materiály, tloušťku konstrukce, přístup a provozní podmínky.
- 4) Vyhodnocení vlastností konstrukce.

Podrobný postup je velmi dobře zpracován v normě ČSN 73 2011 [46]. Je zde v bodech uveden program zkoušení, zahrnující vše od požadavků zadavatele až po závaznost výsledků zkoušek. Dále se věnuje sledovaným vlastnostem, které lze rozdělit na:

- 1) Vlastnosti betonu konstrukce - rovnoměrnost, pevnost v tlaku, modul pružnosti betonu, objemová hmotnost, mrazuvzdornost, vodotěsnost, vlhkost, chemické vlastnosti, vlastnosti povrchových vrstev betonu.
- 2) Vlastnosti ocelové výztuže (druh, množství a uložení, průměr, krytí a koroze výztuže).
- 3) Vlastnosti konstrukce (únosnost a ohybová tuhost při statickém zatížení, provozně – funkční vlastnosti jako např. vodotěsnost).
- 4) Vady a poruchy (přítomnost, rozsah, příčiny).

Zkušební metody se volí s ohledem na stav konstrukce, použité materiály, přístup ke konstrukci a rovněž na předpokládanou tloušťku konstrukce. Podrobněji budou uvedeny v kapitole 4.

3.3.3 Zkušební místa

Počet zkušebních míst se stanoví v závislosti na druhu a účelu zkoušek, velikosti konstrukce (objemu nebo ploše), použitých zkušebních metodách a předem získaných informacích o konstrukci. V Tab. 3 jsou uvedeny minimální počty zkušebních míst podle objemu betonu

konstrukce a podle velikosti záměsí (přesněji podle velikosti dodávky betonu). Podobně je v [46] uvedena tabulka počtu míst podle plochy.

Tab. 3 Minimální počet zkušebních míst podle objemu betonu konstrukce [46]

Objem betonu konstrukce v m ³	Minimální počet zkušebních míst n při předpokládané velikosti 1 záměsí v 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 a více	72	72	72	72	72	70

Poznámka: V novém vydání ČSN 73 2011 [46] je uvedeno, že konstrukce s objemem menším než 6 m³ nebo plochou menší než 5 m² se zkouší minimálně na 6 místech. Jedná se o zjevný překlep, který je v rozporu s Tab. 3 (mělo tam být 1 m³). Proto by se mělo ustanovení o 6 místech použít až pro objem betonu menší než 1 m³.

Např. pokud se jedná o konstrukci s objemem 40 m³ betonu, který byl pravděpodobně míchán na stavbě v malé míchačce, pak je podle Tab. 3 minimální počet zkušebních míst 70. Pokud ovšem stejný objem betonu byl vyroben v centrální betonárně a přivezen domíchávačem, klesá minimální počet zkušebních míst na 16, což je statistické minimum pro nedestruktivní zkoušení konstrukce. Konstrukce o objemu menším než 1 m³ nebo ploše menší než 5 m² (např. jeden sloup nebo průvlak) se zkouší minimálně na 6 místech.

Zkušební místa se na zkušební oblasti zvolí náhodným způsobem, avšak rovnoměrně, aby postihla celou konstrukci. Je vhodné zohlednit odlišné vlastnosti betonu zjištěné při vizuální prohlídce. Pokud z výsledků zkoušek vyplyne, že beton není rovnoměrný, je třeba zvýšit počet zkoušek a konstrukci rozdělit na více oblastí s rovnoměrným betonem.

Značnou pozornost je třeba věnovat i statickému působení konstrukce. Např. u sloupů je tlakové namáhání až na působení vlastní tíhy prakticky ve všech průřezích stejné. O únosnosti tak rozhodne nejslabší průřez, který předem neznáme – při zkoušení je tak nutné prostřídat

dolní, střední a i horní část sloupů. U monolitických sloupů je vyšší pravděpodobnost horšího betonu nahoře (vlivem hutnění), ovšem v diagnostice nelze žádnou možnost předem zavrhnout. U prostě uložených prvků jako jsou průvlaky, žebra nebo desky zase není vhodné zkoušet dolní povrch (tahové namáhání). V případě nepřístupnosti horního (tlačeného) povrchu se zkoušky volí alespoň co nejvýše v oblasti neutrálné osy.

3.3.4 Odběr vzorků pro doplňkové zkoušky

Vzorky betonu se podle [46] z konstrukce odebírají pro získání porovnávacích zkušebních těles na upřesnění nedestruktivních zkoušek nebo na doplňkové zkoušky. Vzorky se odebírají z míst, kde byly předtím provedeny nedestruktivní zkoušky. Místa pro odběr vzorků se volí tak, aby byla rozmístěna rovnoměrně a reprezentovala oblast nejlepší, průměrné a nejhorší kvality betonu a aby byla z oblasti prostého nebo málo vyztuženého betonu.

Počet zkušebních těles se odvíjí od účelu zkoušek, velikosti konstrukce a případně rovnoměrnosti betonu. Na upřesnění nedestruktivních zkoušek (zhotovení porovnávacích těles) se musí odebrat nejméně 9 vzorků. V případě, že je odběr vzorků pro upřesnění proveden až po vyhodnocení nedestruktivních zkoušek na místech s nejmenší, průměrnou a největší pevností v tlaku, připouští norma ČSN 73 2011 odběr pouze 3 kusů vývrtů [46]. Ze zkušeností odborníků nejen z Ústavu stavebního zkušebnictví však vyplývá, že součinitel upřesnění vypočtený pouze ze tří dvojic pevností může být značně zkreslený zejména v případě, kdy je tvrdost povrchové vrstvy betonu odlišná od tvrdosti betonu uvnitř zkoušeného prvku. Doporučuje se tedy pro upřesnění vždy odebrat minimálně 6, lépe však 9 vzorků betonu.

Při odběru vzorků se musí počítat se zeslabením průřezu. Dutiny vzniklé po odvrtných vzorcích se musí vyplnit betonem o třídu lepším, než byl původní beton.

Vzorky ocelové výztuže se odebírají z míst, kde je ocel málo staticky namáhaná a kde se dá doplnit. Z každého druhu oceli se odebere minimálně 1 vzorek výztuže (dříve se odebíraly 3 vzorky). Vzorky předpínací výztuže se neodebírají.

3.3.5 Rovnoměrnost betonu

Rovnoměrnost (stejneměrnost) betonu konstrukce je charakteristika betonu, při které jsou rozdíly sledované vlastnosti tak malé, že se dají vyjádřit jednou hodnotou, obvykle průměrnou. Rovnoměrnost betonu je zcela zásadní pro jeho další hodnocení, zejména pro stanovení charakteristické pevnosti v tlaku. V případě nerovnoměrného betonu by se konstrukce měla rozdělit na více oblastí s rovnoměrným betonem, což samozřejmě přináší zvýšení počtu zkoušek. Zvláštním případem nerovnoměrnosti je vrstevnatost betonu. Pro statistické hodnocení rovnoměrnosti betonu využíváme některou z těchto vlastností:

- Pevnost betonu v tlaku (buď nedestruktivně anebo na vývrtech);
- Pevnost betonu v tahu;
- Rychlost šíření impulzů ultrazvukového vlnění (rozhoduje čelo impulzu);
- Objemová hmotnost.

Z uvedených vlastností se jako nejvýhodnější pro posouzení rovnoměrnosti jeví buď **pevnost v tlaku** (i na vývrtech, pokud je k dispozici dostatečný počet) nebo **rychlost šíření ultrazvuku**. Beton konstrukce, konstrukčního prvku anebo oblasti je rovnoměrný, jestliže variační součinitel V_x a rozdíl Δ znaků zjištěných na zkušebních místech ležících vedle sebe a nad sebou není větší než hodnoty uvedené v Tab. 4.

Tab. 4 Hodnoty max. variačního součinitele V_x a rozdílu na sousedních místech Δ

Zkoušená vlastnost	Statistické hodnocení	Třída betonu			
		C12/15	C16/20	C25/30	C30/37 a lepší
Pevnost v tlaku	V_x %	16	16	14	12
	Δ %	30	30	30	30
Pevnost v tahu	V_x %	22	20	18	16
	Δ %	40	40	30	30
Rychlost šíření podél. UZ vln	V_x %	4	4	3,5	3
	Δ %	7,5	7,5	7,5	7,5
Objemová hmotnost	V_x %	2,5	2,5	2,5	2,5
	Δ %	4	4	4	4

Variační součinitel V_x v procentech se vypočte ze vztahu

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \cdot 100 \quad \text{Rov. 1}$$

kde s_x je výběrová směrodatná odchylka souboru hodnot;

m_x je aritmetický průměr hodnot materiálové vlastnosti (např. pevnosti v tlaku).

Při zkoušení rovnoměrnosti betonu konstrukce musíme vzít v úvahu některá omezení. Zkoušet rovnoměrnost můžeme pouze tehdy, když na povrchu konstrukce nejsou patrné viditelné vady nebo poruchy. Pokud se během zkoušek zjistí vrstevnatost betonu, lze rovnoměrnost hodnotit pouze při možnosti určení tloušťky každé vrstvy. Podle výsledků zkoušek se beton konstrukce, dílce nebo oblasti hodnotí jako:

Rovnoměrný nebo **nerovnoměrný**.

3.3.6 Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce podle ČSN 73 2011

Pro stanovení pevnosti v tlaku betonu platí ČSN EN 13791. V normě ČSN 73 2011 [46] je uvedena alternativní národní ověřená metoda pro stanovení pevnosti betonu v tlaku v konstrukci.

Pokud se vyšetřují masivní konstrukce o tloušťce větší než 400 mm, které mají přístup pro protilehlé anebo šikmé měření ultrazvukovou metodou, je třeba při použití tvrdoměrů souběžně použít i ultrazvukové měření alespoň na ¼ počtu zkušebních míst. Na místech, kde se pevnost v tlaku betonu stanoví souběžně z tvrdoměrného i ultrazvukového měření, se pevnost v tlaku zkušebního místa určí jako aritmetický průměr pevností z obou druhů měření.

Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce nebo její části $f_{ck,is}$ pro rovnoměrný betonu se podle [46] vypočítá ze vztahu

$$f_{ck,is} = \bar{f}_{m(n),is} - \beta_n \cdot s_r \quad \text{Rov. 2}$$

kde β_n je součinitel odhadu 5% kvantilu (viz Tab. 5);

$\bar{f}_{m(n),is}$ je aritmetický průměr pevností betonu vypočtený z pevností získaných na jednotlivých zkušebních místech.

Výběrová směrodatná odchylka s_r se vypočítá podle vztahu

$$s_r = \sqrt{s^2 + s_{rez}^2} \quad \text{Rov. 3}$$

kde s je výběrová směrodatná odchylka pevností podle nedestruktivních metod;

s_{rez} je reziduální směrodatná odchylka, jejíž hodnota je stanovena při tvorbě kalibračního vztahu, anebo se uvažuje hodnotou 2,5 MPa.

Tab. 5 Hodnoty součinitele odhadu 5% kvantilu β_n podle ČSN 73 2011 [46]

Počet získaných výsledků	β_n	Počet získaných výsledků	β_n
6	2,18	30	1,73
8	2,00	35	1,69
10	1,92	40	1,66
15	1,84	45	1,65
20	1,76	50	1,64
25	1,74	Více než 50	1,64

Pro mezilehlé hodnoty se součinitel β_n získá interpolací podle přímky.

U nerovnoměrného betonu se charakteristická pevnost v tlaku betonu konstrukce vypočte z průměrné pevnosti v tlaku betonu oblasti, která při zkouškách vykazala nejnižší pevnost.

Zařazení zkoušeného betonu konstrukce se provede podle ČSN EN 206 [45]. Pokud bylo upřesnění výsledků provedeno pomocí doplňkových zkoušek na **jádrových vývrtech**, potom stačí, když vypočtená charakteristická pevnost betonu konstrukce je vyšší než 0,85 násobek hodnoty charakteristické pevnosti pro danou třídu betonu – viz Tab. 6 [52].

Tab. 6 Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci pro pevnostní třídy

Pevnostní třída podle ČSN EN 206	Poměr $f_{ck,is}$ v konstrukci ku f_{ck} normových těles	$f_{ck,is,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ck,is,cube}$ [N/mm ²]
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

Zmírnění požadavků na charakteristickou pevnost v tlaku betonu v konstrukci není v našich normách novinkou, podobné ustanovení se na krátkou dobu objevilo již v ČSN 73 2400 [58] – bylo zrušeno již po třech letech v r. 1989. Stejně ustanovení je zapracováno do nového vydání ČSN 73 2011:2012 [46] z důvodu její harmonizace s ČSN EN 13791. Tělesa z jádrových vývrtů jsou proti tělesům vyrobených ve formách údajně „znevýhodněna“ vlivem narušení krajních vláken při odběru a rovněž koncováním. Tento vliv se prostřednictvím součinitele upřesnění přenáší i na nedestruktivní zkoušky. V případě upřesnění NDT zkoušek na tělesech z forem se prokazuje plná hodnota charakteristické pevnosti v tlaku pro danou třídu betonu.

4 NEDESTRUKTIVNÍ METODY PRO DIAGNOSTIKU ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

4.1 PŘEHLED NEDESTRUKTIVNÍCH METOD

4.1.1 Dělení zkušebních metod

V následujícím přehledu zkušebních metod jsou uvedeny metody zkoušení vlastností materiálů a konstrukcí, které se běžně používají v naší praxi i v zahraničí. Zkušební a diagnostické metody lze rozdělit podle několika hledisek. Především se dělí podle stupně poškození diagnostikované konstrukce nebo vzorku na:

- nedestruktivní,
- semidestruktivní,
- destruktivní.

Hranice mezi nedestruktivní a destruktivní zkouškou nemusí být zcela zřetelná, a proto často hovoříme o semidestruktivních (polodestruktivních) metodách. Novější zkušební předpisy [52] dělí metody spíše podle zjišťované vlastnosti, tedy na:

- metody přímé (např. zkoušky jádrových vývrtů),
- metody nepřímé (např. ultrazvuková, tvrdoměrná apod.).

4.1.2 Nedestruktivní metody zkoušení

Nedestruktivní metody zkoušení většinou povrch zkoušené konstrukce nepoškodí, pouze u některých tvrdoměrných metod se zkoušené místo upraví broušením, příp. vrypem nebo vtiskem. Hovoříme zde o vlastní železobetonové konstrukci, neřeší se např. povrchové úpravy, nutnost odstranění omítek, obkladů apod. Nedestruktivní metody můžeme dělit podle fyzikálního principu, na kterém jsou jednotlivé metody založeny (měří se jimi různé veličiny), anebo podle měřené veličiny, která může být zjišťována různými fyzikálními principy. Pro železobetonové konstrukce jsou určeny:

Tvrdoměrné metody – jsou založeny na měření tvrdosti povrchu materiálu a stanovení korelačního vztahu mezi tvrdostí materiálu a jeho pevností. Tyto metody se dále člení na:

- vrypové,
- vtiskové,
- odrazové.

Elektrodynamické metody – jsou založeny na snímání a vyhodnocování účinků mechanického vlnění, vyvolaného ve zkoušeném materiálu mechanickým podnětem. K tomuto typu metod řadíme:

- ultrazvukovou metodu – stanovení rovnoměrnosti betonu a vnitřních nehomogenit [33],
- rezonanční metodu – stanovení dynamických modulů pružnosti, poruch struktury [20],
- metodu akustická emise – určení rozvoje vnitřních trhlin v materiálu [39],
- impakt – echo metodu – stanovení vnitřních nehomogenit v materiálu [6, 24].

Elektromagnetické metody – využívají elektromagnetických vlastností zkoušených materiálů. Přiřazujeme k nim:

- elektromagnetické sondy – stanovení profilu a hloubky výztuže v železobetonu,
- mikrovlnné – měření vlhkosti,
- georadar – lokalizace dutin, vizualizace polohy a množství výztuže.

Elektrické metody – využívají elektrického odporu, stanovení kapacity nebo jiné elektrické vlastnosti u měřeného materiálu. Patří k nim:

- odporové metody – měření vlhkosti, deformací a teplot,
- kapacitní metody – měření vlhkosti,
- polovodičové metody – měření teplot.

Radiační metody jsou založeny na principu zeslabení ionizujícího záření v materiálu anebo moderaci rychlých neutronů na jádrech vodíku. K těmto metodám patří také měření přírodní radioaktivity a radonu v objektech. Jedná se o:

- radiografické metody – stanovení polohy výztuže v železobetonu,
- radiometrické metody – stanovení objemové hmotnosti a vlhkosti materiálu.

Tenzometrické metody slouží k měření velmi malých změn délek. Tato měření jsou založena na různých fyzikálních principech. Patří sem např. principy:

- mechanické,
- optické,
- odporové,
- indukčnostní,
- strunové.

Existuje ještě celá řada trvanlivostních zkoušek, které popisují a zkouší všechny vlivy okolního prostředí působící na konstrukci (např. propustnost, nasákavost, mrazuvzdornost). Dále budou podrobněji rozebrány tři vybrané metody – odrazové tvrdoměry, ultrazvuková metoda a elektromagnetické indikátory výztuže, na závěr pak naznačeny možnosti radaru.

4.2 TVRDOMĚRNÉ ZKOUŠENÍ BETONU

4.2.1 Princip metody

Tvrdoměrné (sklerometrické) zkoušení je povrchové zkoušení betonu na tělese, prvku nebo konstrukci pomocí tvrdoměru, kdy se měří a vyhodnocuje předepsaný počet místních poruch, přetvoření nebo pružných reakcí od vyvozeného úderu. Tvrdoměrné zkoušení betonu bylo velmi oblíbené v 60. až 80. letech 20. stol. [32] a stále ještě patří k nejpoužívanějším nedestruktivním metodám ve stavebnictví [5, 23]. Oblíbenost metody spočívá v poměrně jednoduchém postupu, podle něhož je možné na základě zjištěného ukazatele tvrdosti stanovit hodnotu krychelné pevnosti v tlaku betonu. Vzhledem k naprostému nedostatku kvalitního zařízení pro odběr jádrových vývrtů byly tvrdoměrné nedestruktivní metody v minulosti dokonce preferovány i v normách a na překážku nebyla ani nižší přesnost těchto metod proti normovým destruktivním zkouškám. Po upřesnění pevností v tlaku získaných tvrdoměrným měřením prostřednictvím doplňkových zkoušek na vývrtech, anebo při použití určujícího kalibračního vztahu, bylo na výsledky zkoušek nahlíženo stejně, jako by byly získány na zkušebních krychlích. Dalším důvodem jejich oblíbenosti byl a doposud je téměř nedestruktivní charakter těchto metod. Postupem doby však došlo k posunu směrem k preferenci **přímých** metod (výsledkem měření je přímo pevnost), zejména zkoušení jádrových vývrtů, což reflektují i nové evropské normy pro zkoušení betonu v konstrukcích: ČSN EN 12504-2:2013 [54] (původní vydání 2002) a ČSN EN 13791 [52]. Tvrdoměrné metody jako **nepřímé** mohou být nadále použity ke stanovení pevnosti v tlaku, ovšem **referenční metodou je zkoušení na vývrtech**. Současně však byly v letech 2011–2012 opětovně vydány „nové“ verze předchozích českých norem, pocházejících z 80. let 20. století, což do jisté míry komplikuje situaci ve vyhodnocování výsledků zkoušek.

4.2.2 Druhy tvrdoměrů

Podle ČSN 73 1373 [50] se jedná o tyto typy přístrojů:

- a) Tvrdoměry **Schmidt** (odrazové) typů N, L, M. Měřenou veličinou u těchto typů tvrdoměrů je odraz (odskok) - délka vratné dráhy úderného zařízení (beranu).
- b) **Špičákový tvrdoměr** (vnikací) – pružinový nebo elektromagnetický tvrdoměr s kaleným kuželovitým hrotem, vhodný pro betony s nižší pevností.

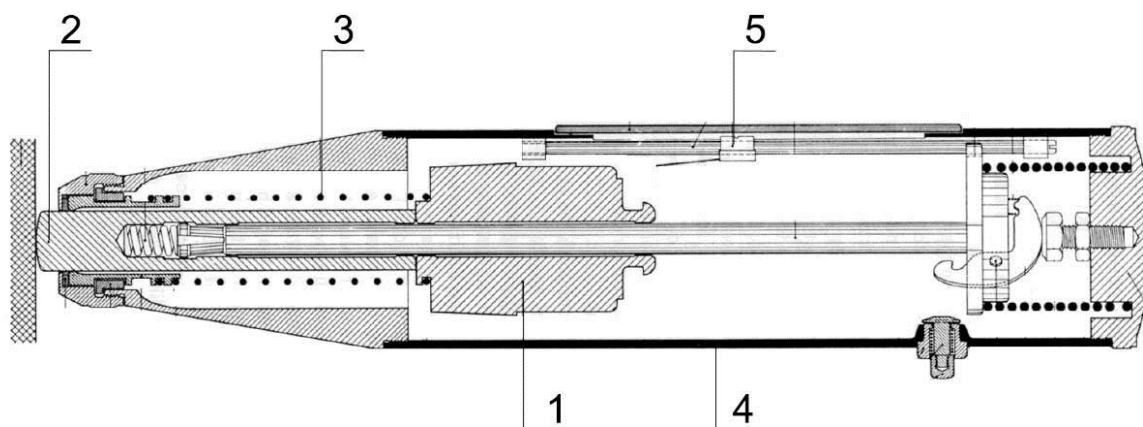
Používat se mají pouze takové tvrdoměrné metody, které dávají objektivní informace o vlastnostech betonu (rovnoměrnost, pevnost v tlaku). Ostatní tvrdoměrné metody, např. vnikací (Maškův nebo Cigánkův špičák) či vtiskové (Weitzmannovo kladívko, tvrdoměr HPS), se již v praxi téměř nepoužívají. Ovšem norma ČSN 73 1373 [50] připouští použití jakékoliv metody, u níž je zajištěna dobrá korelace mezi ukazatelem metody a pevností betonu v tlaku.

Nová norma ČSN EN 12504-2 [54] uvádí pouze metodu odrazových tvrdoměrů, neboť ostatní metody jsou využívány okrajově. Existuje několik typů a velikostí tvrdoměrů pro zkoušení odlišných druhů a pevností betonu a různě velkých prvků. Liší se energií provedeného rázu, velikostí i mechanickou konstrukcí. Každý typ tvrdoměru se má používat pouze pro pevnostní třídy a druhy materiálu, pro který je určen. Největší sortiment tvrdoměrů můžeme nalézt u firmy Proceq SA, výrobce originálního tvrdoměru Schmidt. Podle velikosti energie vyvinuté při zkušebním rázu dělíme odrazové tvrdoměry v zásadě na:

- typ N, s energií 2,25 J, pro většinu betonů a konstrukcí;
- typ L, s energií 0,75 J, pro tenkostěnné prvky;
- typ M, s energií 30,0 J, pro masivní konstrukce.

Poznámka: Kromě těchto základních typů byly známy ještě tvrdoměry typu P a PT určené pro zkoušení počátečních pevností betonů a pórobetonů (padací kladívka po kruhové dráze). V současnosti jsou stále ještě v sortimentu firmy Proceq SA pod názvem Schmidt OS-120.

Funkce odrazového tvrdoměru je patrná ze schématu na Obr. 2. Přístroj sestává z beranu na vodící tyči s taženou pružinou, která po uvolnění vymršťuje beran na ocelový razník konstantní energií. Přístroj je možno aretovat v poloze po provedení rázu, značka zůstává stát na ukazateli. Při odjištění aretace se značka posune na výchozí polohu, beran se znovu zavěsí a zkoušku je možno provést na dalším místě.



Obr. 2 Schéma odrazového tvrdoměru typu Schmidt: 1 – beran, 2 – razník, 3 – tažená pružina, 4 – pouzdro, 5 – stupnice

Použitelnost základních odrazových tvrdoměrů s ohledem na tloušťku, pevnost v tlaku, vlhkost stanoví Tab. 7 [50, 60]. V tabulce jsou již zapracovány nové údaje týkající se digitálního přístroje Silver Schmidt.

Tab. 7 Rozsah použití odrazových tvrdoměrů [50, 60]

Použitý tvrdoměr	Krychelná pevnost betonu [MPa]	Nejmenší tloušťka vrstvy betonu [mm]	Nejmenší šířka zálivky [mm]
Schmidt N	17 až 60	100	30
Schmidt L	13 až 50	60	30
Schmidt M	25 až 60	200	Nepoužívá se
Silver Schmidt	10 až 100	100	30
Silver Schmidt LM	5 až 30	60	30

Tvrdoměrné zkušební kladívko Silver Schmidt je modernější variantou kladívka originál Schmidt N – viz Obr. 3. Ukazatelem zkoušky je koeficient odrazu Q :

$$Q = 100 \cdot \frac{\text{energie obnovená}}{\text{energie vstupní}}$$

Rov. 4



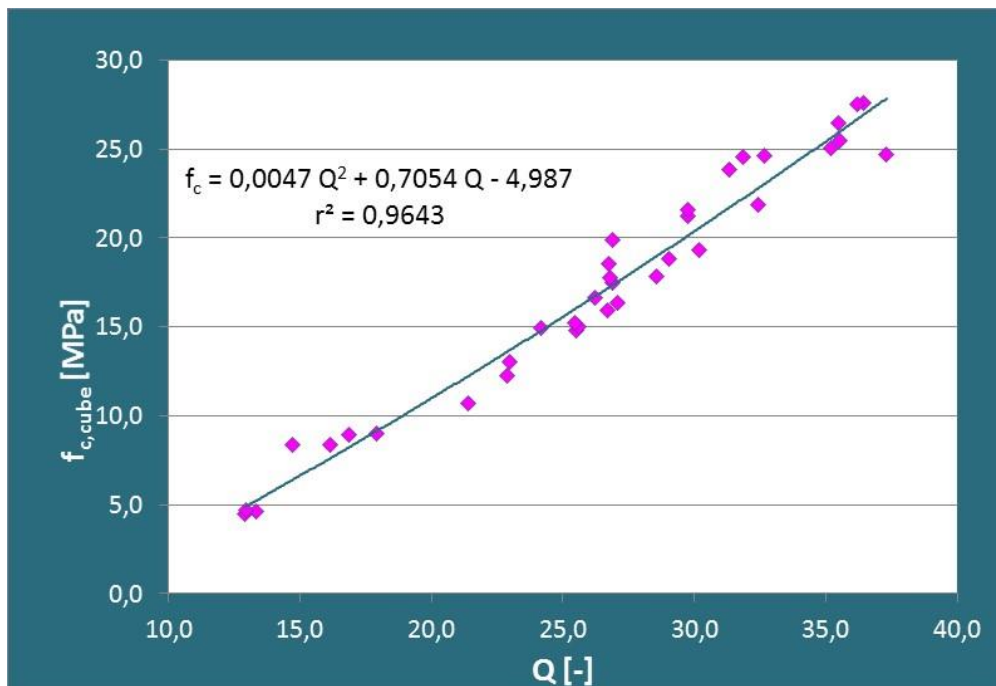
Obr. 3 Tvrdoměr Silver Schmidt PC typu N

Kladívko Silver Schmidt pomocí optických čidel měří rychlost úderu a zpětného rázu okamžitě před úderem a po něm, přičemž vypočítá množství energie, k jejímuž obnovení může dojít. Znamená to, že hodnota „ Q “ je proti hodnotě odskoku „ R “ méně závislá na tření na vodící tyči, gravitaci a na relativní rychlosti mezi kladívkem a vzorkem (např. při uchycení). Hodnota „ Q “ umožňuje rozšíření převodního rozsahu na obou koncích stupnice, takže je možné zkoušet i moderní betony. Rozsah pevností udává výrobce od 10 MPa do 100 MPa. Jednou z novinek, která by mohla najít širší uplatnění ve stavební praxi, je úprava přístroje Silver Schmidt L pomocí hříbovitého nástavce – viz Obr. 4, s jehož pomocí je možné zkoušet betony nízkých (odbedňovacích) pevností v tlaku již od 5 MPa do 30 MPa.



Obr. 4 Tvrdoměr Silver Schmidt PC typu LM s hříbovitým nástavcem

K přístroji výrobce dodával směrnou kalibrační křivku, ovšem v poslední době již od toho upustil s tím, že přesnější je vždy vytvoření vlastní určující křivky, vytvořené pro beton konkrétního druhu a složení. Ukázka určující kalibrační křivky pro stanovení odbedňovací pevnosti betonu stanoveného složení – s různým množstvím cementu CEM I 42,5 R, kameniva Bratčice 0-4 a Olbramovice 4-8 a 8-16 a superplastifikátorem Sika ViscoCrete 4035 [9] je znázorněna na Obr. 5.



Obr. 5 Kalibrační křivka pro stanovení odbedňovací pevnosti betonu v tlaku z hodnoty Q zjištěné tvrdoměrem Silver Schmidt PC-LM s hříbovitým nástavcem [9]

4.2.3 Obecné zásady a způsoby stanovení pevnosti v tlaku z tvrdoměrných zkoušek

Pro stanovení pevnosti v tlaku betonu používáme primárně normu ČSN 73 1373 [50]. Tato norma měla být zrušena krátce po prvním vydání ČSN EN 12504-2, místo toho byla v roce 2011 vydána znovu jako harmonizovaná s evropskými normami [54].

Výhodou ČSN 73 1373 [50] proti ČSN EN 12504-2 je bezesporu lepší postup umožňující získat upřesněnou pevnost v tlaku betonu, která má stejnou váhu jako pevnost krychelná (v případě evropské normy se jedná pouze o odhad pevnosti, který je záměrně nižší, než pevnost krychelná). Slabinou nového vydání ČSN 73 1373 [50] je skutečnost, že kopíruje ustanovení staršího vydání z 80. let 20. stol. (včetně obecných kalibračních vztahů), bez kritického zhodnocení změn, které s sebou přináší moderní technologie výroby betonu.

Podle ČSN 73 1373 [50] je cílem stanovení **pevnosti v tlaku** (krychelné) obyčejného hutného betonu, a to buď:

- a. **Pevnosti betonu s nezaručenou přesností**, při níž se ukazatel měření vyhodnotí podle obecného, popř. směrného kalibračního vztahu.
- b. **Upřesněné pevnosti betonu**, při níž se ukazatel měření vyhodnotí podle.
 - ba) *určujícího kalibračního vztahu* úzkého nebo širokého [47];
 - bb) *obecného nebo směrného kalibračního vztahu upřesněného součinitelem α* .

Obecné kalibrační vztahy uvedené v ČSN 73 1373 [50] platí pouze pro obyčejný hutný beton, který byl zhotoven z běžně používaného hutného kameniva a portlandského cementu (nebo cementu s portlandskou bází), a který nebyl vystaven mimořádným vlivům prostředí. Tyto vztahy platí pro betony vlhké a přirozeně vlhké ve stáří 14 až 56 dnů.

Obecné kalibrační vztahy neplatí pro betony:

- z kameniva a cementu neobvyklých vlastností,
- zhotovené injektážním způsobem,
- nezhotněné nebo mezerovité.

Poznámka: Norma ČSN 73 1373 [50] byla sice vydána v roce 2011, ovšem kopíruje většinu ustanovení předchozích norem. Její podstata sahá až do 50. let 20. století, kdy Ernst Schmidt z Basileje vyvinul odrazový tvrdoměr a kdy firma Proceq SA vyzkoušela tisíce zkušebních krychlí pro vytvoření různých kalibračních vztahů. Je značně diskutabilní, zda moderní betony odpovídají tradičnímu obyčejnému hutnému betonu [1, 13, 19, 21]. Z toho důvodu se zásadně nedoručuje požívat postup a) – stanovení pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností. U starších konstrukcí se proto využívá upřesnění pomocí jádrových vývrtů, u nových konstrukcí je výhodnější vytvoření vlastního určujícího kalibračního vztahu.

4.2.4 Vypracování a upřesňování kalibračních vztahů

Kalibrační vztahy se tvoří podle zásad ČSN 73 1370 [47] na krychlech. Krychle se zatíží v lisu na přibližně 10 % své pevnosti v tlaku. Krychle se zkoušejí na dvou protilehlých stranách – bočních výrobních plochách. Na celé zkušební ploše se provede tolik ukazatelů (odrazů, vtisků), kolik je předepsáno pro danou metodu (pro Schmidtův tvrdoměr 9 měření), přičemž se dodrží minimální vzdálenosti ukazatelů od sebe i od hran prvku (dle druhu tvrdoměru). Poté se krychle rozdrťí pro stanovení pevnosti v tlaku.

Pokud se kalibrační vztah provádí na zkušebních válcích, pak se na obou úložných plochách provede 5 měření (úložné plochy musí být hladké).

Poznámka: Pokud se odebírají válce z konstrukce, pak se nedestruktivní měření provádí přímo na konstrukci v místě odběru. Při měření válců zhotovených ve formách se tyto postaví na silnou ocelovou desku, pevně se k desce uchyťí a zkouší se horní plocha válce (svisle).

Pro upřesnění obecného nebo směrného kalibračního vztahu součinitelem α je zapotřebí:

- A. Nejméně 9 krychlí nebo válců, zhotovených ze stejných složek jako je beton konstrukce nebo dílce, zhutňovaných a ošetřovaných pokud možno stejným způsobem jako tento beton a které jsou přibližně stejného stáří.
- B. Nejméně dále uvedené množství zkušebních těles vyjmutých přímo z konstrukce nebo dílců podle objemu zkoušené konstrukce nebo dílců:
 - a) 3 tělesa na objem nepřesahující 10 m³,
 - b) 6 těles na objem nepřesahující 50 m³,
 - c) 9 těles na objem větší než 50 m³,
 - d) 3 tělesa, jestliže konstrukce nebo dílce byly nedestruktivně vyšetřovány a tělesa byla odebrána z míst, která po vyhodnocení neupřesněných zkoušek vykazovala nejmenší, průměrnou a nejvyšší pevnost.

Součinitel upřesnění α se vypočte ze vztahu:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n f_{bi}}{\sum_{i=1}^n f_{bei}} = \frac{\sum_{i=1}^n f_b \text{ destruktivní}}{\sum_{i=1}^n f_b \text{ nedestruktivní}} \quad \text{Rov. 5}$$

- kde n je počet měření;
 f_{bi} je pevnost v tlaku stanovená z i -tého měření normalizovanou tlakovou zkouškou (krychelná pevnost);
 f_{bei} je pevnost v tlaku s nezaručenou přesností, stanovená na témže vzorku nedestruktivně.

4.2.5 Metoda Schmidtových tvrdoměrů podle ČSN 73 1373

Podstatou zkoušky je stanovení pevnosti v tlaku betonu z hodnoty odrazu beranu od povrchu betonu. Podrobný postup je uveden v normě, zde budou uvedeny pouze hlavní zásady:

- Před každým měřením souboru zkušebních míst se velikost odrazu kontroluje na kalibrační kovadlině. Kalibrační kovadlina má tvrdost 52 HRC, průměr přibližně 150 mm a hmotnost 16 ± 1 kg. Hodnota na kovadlině má vykazovat hodnotu stanovenou výrobcem;
- Pevnost betonu se určuje z tvrdosti cementové malty;
- Zkušební plocha má být tak velká, aby se na ní dal provést potřebný počet úderů tak, aby po vyloučení nevhodných zůstalo alespoň 7 platných měření;
- Místa jednotlivých úderů na jednom zkušebním místě musí být od sebe vzdálena dle typu tvrdoměru, např. pro Schmidt N minimálně 30 mm od okraje a 30 mm od sebe;
- Zkušební místa se zbaví zkarbonatované vrstvy betonu a vybrousí se za sucha tak, aby byla jasně patrná struktura betonu – zkouší se cementový tmel;
- Pokud je povrch hladký a pevnost v tlaku vyšší než 40 MPa, nemusí se povrch brousit;
- Je nutno zaznamenat i polohu přístroje při zkoušce (vodorovně, svisle nahoru, dolů).

Vyhodnocení může být provedeno buď podle kalibračního vztahu, vytvořeného pro konkrétní druh betonu, anebo podle obecného kalibračního vztahu z ČSN 73 1373 [50]. Ten má buď formu tabelární – pro směr vodorovný a tvrdoměr Schmidt N je uvedena v Tab. 8, anebo formu výpočtových vztahů:

$$\text{Směr vodorovný: přímka} \quad A \quad f_{be} = 1,750 a - 29,000 \quad (\text{pro } 25 \leq a \leq 40) \quad \text{Rov. 6}$$

$$B \quad f_{be} = 1,786 a - 30,440 \quad (\text{pro } 41 \leq a \leq 54) \quad \text{Rov. 7}$$

kde a je velikost odrazu, bez rozměru.

Tab. 8 Obecný kalibrační vztah pro stanovení pevnosti v tlaku f_{be} – Schmidt N, vodorovně

Odraz a	f_{be} [MPa]	Odraz a	f_{be} [MPa]	Odraz a	f_{be} [MPa]	Odraz a	f_{be} [MPa]
25	16	32	27	39	39	46	52
26	18	33	28	40	41	47	53
27	19	34	30	41	42	48	55
28	21	35	32	42	44	49	57
29	22	36	33	43	46	50	59
30	24	37	35	44	48	51	61
31	25	38	37	45	50	52	63

Ke každé měřené míře odrazu se z kalibračního vztahu najde hodnota pevnosti f_{be} , přičemž se zohlední směr zkoušení. Jedná se o poměrně nelogickou změnu proti minulým normám,

kteřou prosadili tvůrci normy. Pokud jsou hodnoty odrazu v polovině kalibračního vztahu, je vyhodnocení podobné, jako kdyby se provádělo pomocí průměrné hodnoty odrazu. Potíže s vyhodnocením nastávají při nízkých nebo naopak vysokých hodnotách odrazu, kdy pouze některým hodnotám odrazu lze přiřadit hodnotu pevnosti.

Je-li zkoušený beton starší 56 dnů, pak se odvozená hodnota pevnosti v tlaku vynásobí součinitelem stáří α_t , který je:

- $\alpha_t = 0,95$ při stáří betonu 57 – 180 dnů,
- $\alpha_t = 0,93$ 181 – 360 dnů,
- $\alpha_t = 0,90$ nad 360 dnů.

Je-li zkoušený beton jiný než vlhký, popř. přirozeně vlhký, vynásobí se odvozená hodnota pevnosti betonu v tlaku součinitelem vlhkosti α_w , který je:

- $\alpha_w = 0,85$ u betonu suchého,
- $\alpha_w = 1,00$ u betonu přirozeně vlhkého a vlhkého,
- $\alpha_w = 1,05$ u betonu nasyceného vodou.

Upřesněná hodnota pevnosti betonu v tlaku f_b se určí jedním z těchto způsobů:

- a) Při použití určujícího kalibračního vztahu odvozením z tohoto vztahu,
- b) Nejdříve odvozením pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností z obecného kalibračního vztahu (f_{be}) a vynásobením této hodnoty součinitelem α podle vztahu:

$$f_b = \alpha \cdot f_{be}$$

Rov. 8

4.2.6 Tvrdoměrné zkoušky podle ČSN EN 12504-2 a ČSN EN 13791

Podle normy ČSN EN 12504-2 [54] je hlavním výstupem **tvrdost betonu** a nikoliv pevnost v tlaku betonu. Tvrdost stanovená touto metodou se využívá pro posouzení **rovnoměrnosti** uloženého betonu, k **ohraničení míst s nižší jakostí** nebo narušeného betonu v konstrukcích. Tato zkušební metoda nemá být alternativní ke stanovení pevnosti betonu v tlaku, avšak při vhodné korelaci ji lze použít pro **odhad pevnosti** uloženého betonu.

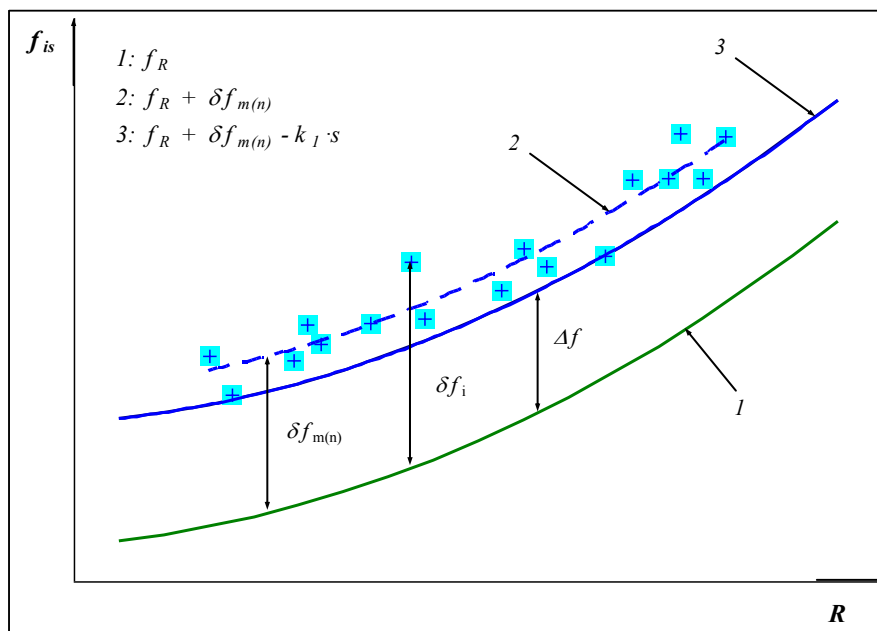
Poznámka: Uvedená ustanovení normy ČSN EN 12504-2 [54] zásadním způsobem snížila význam celé metody, ovšem v nadřazené normě ČSN EN 13791 [52], která vyšla později, byla poněkud korigována v tom smyslu, že pomocí tvrdoměrného měření lze získat pevnost v tlaku betonu, v případě pochybností je však referenční metodou zkouška na tělesech z vývrtů.

Hlavní zásady tvrdoměrného zkoušení podle ČSN EN 12504-2 [54] lze shrnout do těchto bodů:

- Betonové prvky, které mají být zkoušeny, musí mít tloušťku nejméně 100 mm a musí být spojeny s konstrukcí;
- Zkušební plocha musí být přibližně 300×300 mm;
- Brusným kamenem se obrousí hrubé nebo měkké povrchy, až jsou hladké. Hladké povrchy se mohou zkoušet bez obroušení;
- K získání spolehlivého odhadu tvrdosti se provede nejméně devět čtení;
- Po každém úderu se prohlédne vtisk na povrchu, a pokud je nárazem rozdrčen v důsledku blízkosti podpovrchové vzduchové dutiny, tento výsledek se vyloučí;
- Výsledkem zkoušky je střední hodnota ze všech čtení; jestliže se více než 20 % čtení liší od střední hodnoty o více než 30 %, pak musí být celá sada čtení zamítnuta.

Vlastní provedení a vyhodnocení zkoušek na jednom zkušebním místě je poměrně jednoduché. Problematické je vyhodnocení charakteristické pevnosti z hodnot naměřených odrazovými tvrdoměry podle nadřazené normy ČSN EN 13791 [52]. Zde jsou popsány dvě alternativy, z nichž první je velmi podobná starším postupům pro tvorbu určujících kalibračních vztahů podle ČSN 73 1370 [47]. Pro zkoušení starších konstrukcí je určena alternativa 2 – kalibrace s vývrty pro vymezený rozsah pevnosti použitím stanoveného vztahu.

Tato alternativa je založena na zjištěném vztahu mezi základní křivkou, která je záměrně posunuta směrem dolů proti křivkám od výrobců tvrdoměrů, a posunem této křivky, který se získá kalibrací mezi výsledky nepřímých zkoušek a výsledky na vývrtech – viz Obr. 6.



Obr. 6 Princip posunu základní křivky podle ČSN EN 13791

K získání posunu Δf základní křivky je zapotřebí nejméně 9 dvojic zkušebních výsledků (výsledků zkoušek vývrtů a výsledků nepřímých zkoušek ze stejných míst). Korekční součinitel Δf se stanoví podle následujících vztahů:

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 \cdot s \quad \text{Rov. 9}$$

$$\delta f = f_{is} - f_R \quad \text{Rov. 10}$$

Kde f_R je hodnota pevnosti betonu v konstrukci, stanovená ze základního normového vztahu pro výslednou hodnotu odrazu R jednoho zkušebního místa,

f_{is} je pevnost jednotlivého vývrtu odpovídající měřenému místu,

δf je rozdíl pevnosti na vývrtech f_{is} a příslušné pevnosti f_R ,

$\delta f_{m(n)}$ je průměrná hodnota všech rozdílů δf ,

s je směrodatná odchylka všech rozdílů δf ,

k_1 je součinitel závislý na počtu zkušebních dvojic pevností (pro $n = 9$ je $k_1 = 1,67$, pro $n \geq 15$ je $k_1 = 1,48$).

Výsledná pevnost betonu v tlaku v konstrukci $f_{is,R}$ každého měřeného místa je rovna:

$$f_{is,R} = f_R + \Delta f \quad \text{Rov. 11}$$

4.2.7 Příklad vyhodnocení charakteristické pevnosti ze stanoveného vztahu

Složitost vyhodnocení pevnosti v tlaku z tvrdoměrných zkoušek podle ČSN EN 13791 [52] je možné ukázat nejlépe na příkladu. Na 60 zkušebních místech konstrukce byla tvrdoměrem Schmidt N stanovena tvrdost R , z nich na 9 zkušebních místech byly navíc odebrány jádrové vývrty z betonu pro upřesnění NDT zkoušek. Výsledky 60 tvrdoměrných měření a 9 výsledků pevností v tlaku na vývrtech jsou uvedeny v následujících Tab. 9 a Tab. 10 (zadané hodnoty jsou součástí tabulek s řešením příkladu).

Nejdříve se vypočte posun Δf základní křivky z normy ČSN EN 13791 [52] pro odrazové tvrdoměry. Postup výpočtu je uveden v následujících bodech a realizován v Tab. 9.

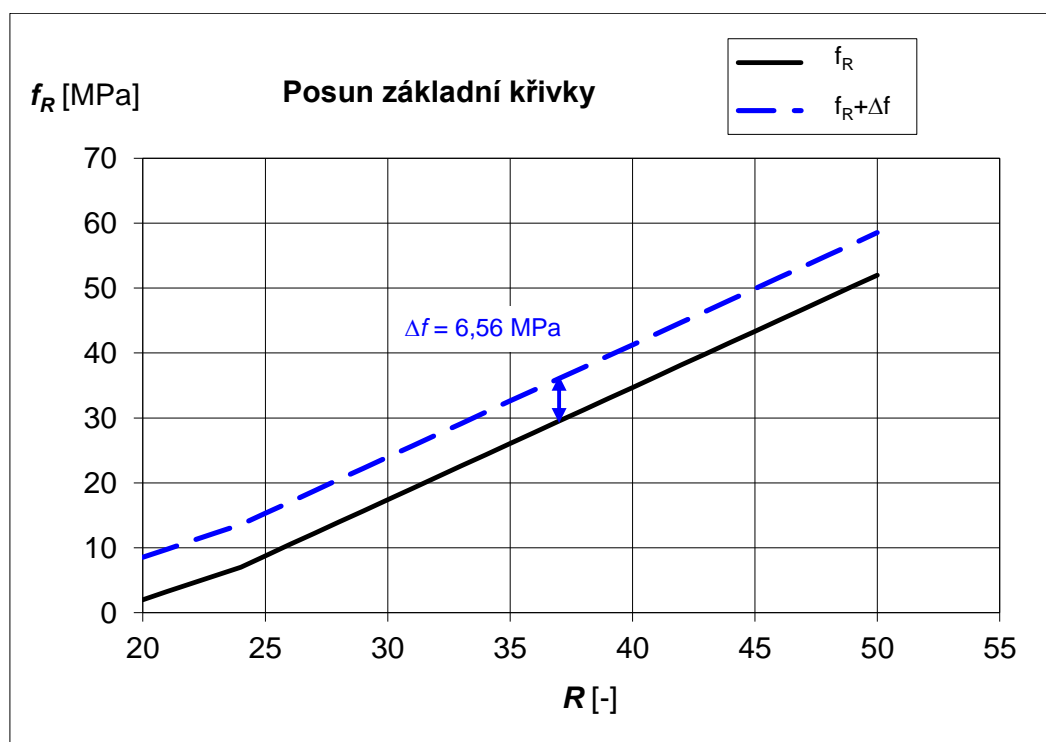
- A) Do tabulky se запиšou výsledky zkoušek pevnosti v tlaku na vývrtech f_{is} a průměrné hodnoty odrazů R na stejných zkušebních místech, kde byly odebrány vývrty.
- B) Hodnotám odrazů R se přiřadí hodnoty pevností v tlaku f_R podle základního normového vztahu (Obr. 7).
- C) Vypočtou se jednotlivé rozdíly pevností $\delta f = f_{is} - f_R$.
- D) Určí se průměrná hodnota $\delta f_{m(n)}$ všech rozdílů δf .
- E) Stanoví se směrodatná odchylka s všech rozdílů δf .
- F) Vypočte se posun normové křivky $\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 s$.

Tab. 9 Posun základní křivky vypočtený z 9 dvojic výsledků pevnosti v tlaku f_{is} a f_R

Zkuš. místo	Pevnost na vývrtech	Tvrdość	Pevnost dle křivky	Rozdíl $f_{is} - f_R$	Průměr rozdílů	Směr. odch. rozdílů	Posun křivky
	f_{is} [MPa]	R [-]	f_R [MPa]	δf [MPa]	$\delta f_{m(n)}$ [MPa]	s [MPa]	Δf [MPa]
3.	38	35	26,1	12,0	9,94	2,02	6,56
7.	48	42	38,2	9,8			
16.	28	29	15,7	12,3			
30.	46	42	38,2	7,8			
36.	36	36	27,8	8,2			
39.	29	30	17,4	11,6			
43.	45	42	38,2	6,8			
54.	37	36	27,8	9,2			
59.	29	30	17,4	11,6			

Základní křivka dle ČSN EN 13791 [52] je znázorněna na Obr. 7 plnou čarou. Proti obecným kalibračním vztahům od výrobců tvrdoměrů je tato křivka záměrně posunuta dolů, aby posun vycházel kladný.

Poznámka: Základní křivka byla totiž vytvořena uměle úpravou křivky od firmy Proceq SA pro přístroj Original Schmidt N s tím, že byla posunuta o 8 MPa směrem dolů v celém rozsahu. Problémem je, že tvar základní křivky nemusí odpovídat reálnému vztahu mezi tvrdostí a pevností betonu, zvláště u moderních betonů. Pokud je sklon reálné křivky odlišný, pak posun křivky nemůže dobře fungovat (lépe by pak vycházelo pootočení křivky).



Obr. 7 Posun základní křivky vypočtený z 9 dvojic výsledků pevnosti v tlaku f_{is} a f_R

Posunutá křivka (na Obr. 7 čárkovaná) se využije k přiřazení hodnot pevností v tlaku podle hodnot odrazů na všech zkušebních místech (v tomto konkrétním příkladu na 60 zkušebních místech). Další vyhodnocení je obdobné jako u původní normy – ze všech hodnot pevností se vypočte charakteristická hodnota.

Jakmile je stanoven posun základní křivky, lze vypočítat výsledné pevnosti betonu v tlaku v konstrukci $f_{is,R}$ u každého měřeného místa. Celý postup je realizován v Tab. 10.

Tab. 10 Výsledné pevnosti betonu v tlaku v konstrukci $f_{is,R}$ každého měřeného místa podle upřesněného základního normového vztahu (ČSN EN 13791)

Zkuš. místo Schmidt N	Tvrdość R	Pevnosť [N/mm ²]		Zkuš. místo Schmidt N	Tvrdość R	Pevnosť [N/mm ²]	
Vyvrť	R	f_R	$f_R + \Delta f$	Vyvrť		f_R	$f_R + \Delta f$
1	32	20,9	27	31	40	34,7	41
2	38	31,2	38	32	38	31,2	38
3	35	26,1	33	33	37	29,5	36
4	37	29,5	36	34	35	26,1	33
5	31	19,1	26	35	34	24,3	31
6	41	36,4	43	36	36	27,8	34
7	42	38,2	45	37	32	20,9	27
8	34	24,3	31	38	34	24,3	31
9	33	22,6	29	39	30	17,4	24
10	38	31,2	38	40	31	19,1	26
11	42	38,2	45	41	42	38,2	45
12	40	34,7	41	42	41	36,4	43
13	33	22,6	29	43	42	38,2	45
14	34	24,3	31	44	35	26,1	33
15	30	17,4	24	45	36	27,8	34
16	29	15,7	22	46	30	17,4	24
17	35	26,1	33	47	32	20,9	27
18	39	33,0	40	48	35	26,1	33
19	32	20,9	27	49	36	27,8	34
20	31	19,1	26	50	38	31,2	38
21	40	34,7	41	51	40	34,7	41
22	32	20,9	27	52	39	33,0	40
23	33	22,6	29	53	35	26,1	33
24	36	27,8	34	54	36	27,8	34
25	37	29,5	36	55	36	27,8	34
26	34	24,3	31	56	38	31,2	38
27	36	27,8	34	57	34	24,3	31
28	38	31,2	38	58	32	20,9	27
29	38	31,2	38	59	30	17,4	24
30	42	38,2	45	60	31	19,1	26

Z takto získaných hodnot výsledných pevností betonu v tlaku v konstrukci $f_{is,R}$ se vypočte charakteristická pevnost betonu v tlaku in situ $f_{ck,is}$:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - 1,48 \cdot s = 33,70 - 1,48 \cdot 6,35 = 24,3 \text{ MPa} \quad \text{Rov. 12}$$

Beton splňuje požadavky na **pevnostní třídu C 20/25**, neboť $f_{ck,is} = 24,3 \text{ MPa} > 21,2 \text{ MPa}$ (požadavek na $f_{ck,is}$ pro pevnostní třídu C 20/25 podle ČSN EN 13791 [52]).

4.3 ULTRAZVUKOVÁ IMPULZOVÁ METODA ZKOUŠENÍ BETONU

4.3.1 Použití ultrazvukové metody ve stavebnictví

Ve stavebnictví se používá ultrazvukové (UZ) vlnění s frekvencí v rozmezí od 20 kHz do 250 kHz (výjimečně do 500 kHz) [31]. Výhodou UZ vlnění je, že se šíří i relativně silnými vrstvami materiálu, kde se např. slyšitelné vlnění rychle utlumí. Pro stanovení vlastností materiálů a jejich vad se v praxi používá několik druhů ultrazvukových metod. Ultrazvuková impulzová metoda průchodová se používá převážně tam, kde chceme zjistit pomocí rychlosti šíření ultrazvukového vlnění jakost zkoušeného materiálu, případně jeho fyzikálně mechanické charakteristiky. Metoda je založena na opakovaném vysílání ultrazvukových impulzů do zkoušeného materiálu a zjištění rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění. Tato rychlost je různá pro různé materiály a mění se s jejich vlastnostmi. Například u kvalitního betonu je impulzová rychlost UZ vlnění vyšší než u betonu méně kvalitního. Je nutno podotknout, že rychlost ultrazvukového impulsu je do určité míry konvencí, neboť délka dráhy impulsu není přesně známá. Zjištění rychlosti impulsu se může využít pro stanovení:

- homogenity (rovnoměrnosti) betonu [29],
- přítomnosti trhlin nebo dutin [7],
- materiálových charakteristik – modulu pružnosti [28], ovšem i pevnosti v tlaku [16],
- změn výše uvedených vlastností v čase (v případě zrání nebo naopak degradace) [14].

Mezi hlavní výhody metody patří:

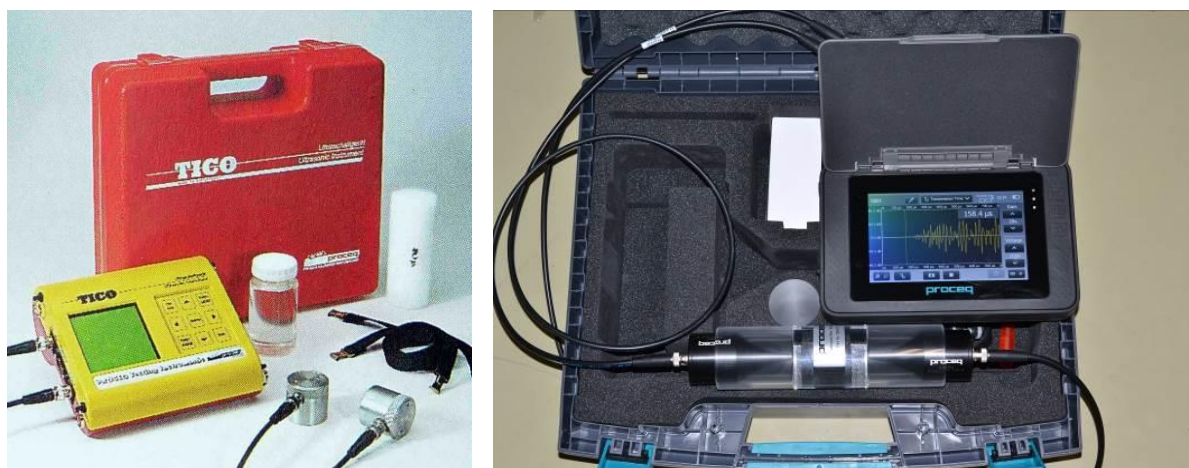
- čistě nedestruktivní charakter zkoušení,
- možnost opakování měření na stejném vzorku, dílci nebo konstrukci,
- jednoduchá a rychlá aplikace nejen v laboratoři, ale rovněž přímo na konstrukci.

Metoda má samozřejmě i svá omezení - zejména defektoskopie poruch pomocí ultrazvuku je poměrně obtížná a do značné míry závislá na druhu použitého přístroje, což částečně koresponduje i s pořizovací cenou. Obecně ji lze charakterizovat jako výbornou doplňkovou metodu k ostatním nedestruktivním i destruktivním metodám zkoušení betonu. Ve stavebnictví se používají tyto typy ultrazvukových přístrojů:

- přístroje s automatickým měřením času průchodu UZ vlnění (s digitálním výstupem),
- přístroje s obrazovkou a ručním nastavením časového znaku na čelo impulsů vlny (většina starších typů přístrojů),
- přístroje kombinované z obou druhů, v současnosti s možností ukládání dat.

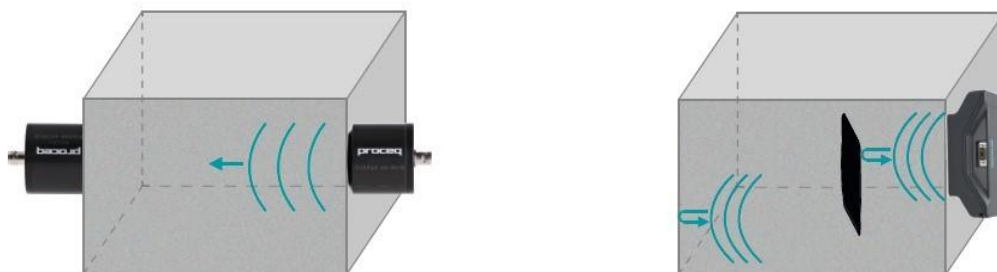
Na našem trhu jsou rozšířeny spíše digitální přístroje, např. TICO (Obr. 8) nebo starší typy přístrojů PUNDIT, v poslední době se však začínají prosazovat moderní kombinované přístroje

s osciloskopem a záznamem dat jako např. PUNDIT PL-200 (Obr. 8). Tento přístroj může využívat i odrazovou sondu pro měření konstrukcí přístupných pouze z jedné strany.



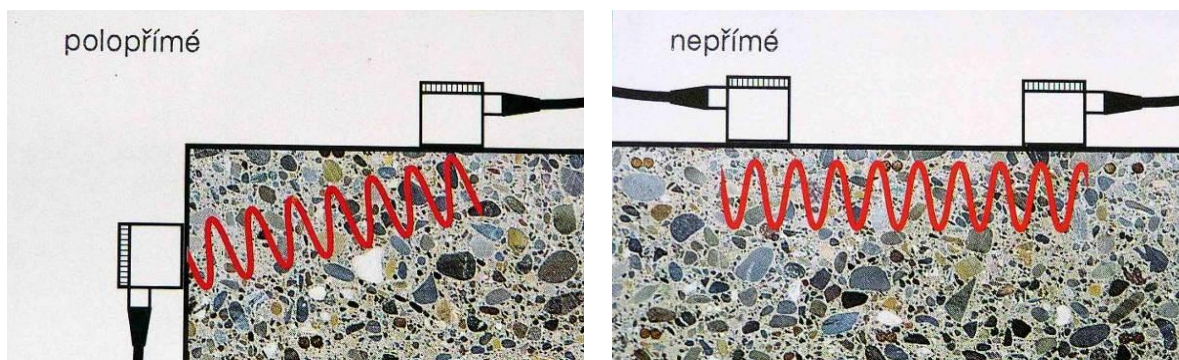
Obr. 8 Ultrazvukový přístroj TICO (vlevo) s digitálním výstupem měřené doby průchodu UZ vlnění a nový přístroj PUNDIT PL-200 (vpravo) s paměťovým osciloskopem

Základní způsoby prozvučování jsou znázorněny na Obr. 9. Doposud bylo téměř výhradně používáno přímé (protilehlé) prozvučování se dvěma sondami, budičem a snímačem. Výsledkem byla rychlost šíření vlnění v délce základny. V poslední době se začíná prosazovat i metoda odrazová, kdy integrovaná sonda obsahuje budiče i snímače a zachycuje vlnění vracející se po odrazu na zadní stěně nebo na výrazné nehomogenitě uvnitř struktury (otvoru, trhlině, separační vrstvě apod.).



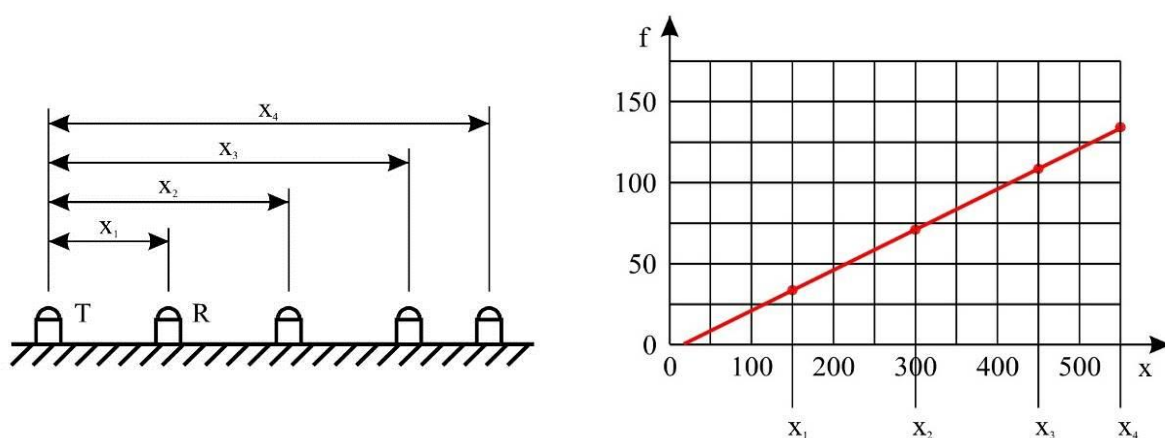
Obr. 9 Dvě metody prozvučování – vlevo přímé prozvučování se dvěma sondami, budičem a snímačem, vpravo odrazová metoda s jedinou integrovanou sondou [10]

Prozvučování se dvěma sondami však stále převažuje. Pro přímé prozvučování jsou ideální prvky pravidelného tvaru přístupné z obou stran. Kromě všech laboratorních zkušebních těles se přímo na konstrukcích jedná o sloupy, pilíře, trámy a průvlaky. V případě stěn musí být zajištěna možnost protažení kabelů na druhou stranu (bez zesilovače do vzdálenosti cca 10 m). Kromě základních typů měření je možné použít i prozvučování polopřímé nebo nepřímé (povrchové) – viz Obr. 10. Možnosti polopřímého prozvučování využíváme tehdy, pokud není přístupná protilehlá strana konstrukce, ale pouze bok – např. u masivních mostních opěr.



Obr. 10 Alternativní možnosti prozvučování dvěma sondami – vlevo polopřímé (šikmé), vpravo nepřímé (povrchové) [10]

Při nepřímém prozvučování je určitá nejistota týkající se stanovení přesné měřicí základny z důvodu význačné velikosti kontaktní plochy mezi sondami (budičem a snímačem) a betonem. K omezení tohoto vlivu je proto nejlépe provést řadu měření s různými vzdálenostmi mezi budičem a snímačem. Budič (T) se osadí na jedno stálé místo x na povrchu betonu a snímač (R) se postupně přikládá v různých vzdálenostech se stálým přírůstkem vzdáleností x_n podél zvolené přímky na povrchu. Zjištěná doba průchodu se vynese do grafu, kde jsou uvedeny vztahy mezi dobou průchodu a vzdáleností mezi budičem a snímačem. Příklad takového měření a grafického vynesení výsledků je uveden na Obr. 11.



Obr. 11 Příklad grafického stanovení rychlosti šíření impulsu při nepřímém (povrchovém) prozvučování (T je budič, R je snímač. f je doba průchodu) [10]

Z grafu (Obr. 11 vpravo) se zjistí sklon přímky proložené dvojicemi bodů (průměrná tangenta) a zaznamená se jako průměrná rychlost šíření impulsu podél zvolené přímky na povrchu betonu. Pokud se zjistí, že změřené a tímto způsobem zaznamenané body vykazují nespojitost, znamená to, že na povrchu betonu jsou trhlinky nebo povrchová vrstva betonu je nekvalitní a změřená rychlost je v tomto případě nehodnověrná – zejména u přístrojů bez osciloskopu, kde není možno nastavit zesílení a zkontrolovat tvar signálu.

4.3.2 Ultrazvuková metoda v platných normách

Ultrazvuková metoda je obsažena v řadě norem pro zkoušení stavebních materiálů, dílců a konstrukcí. Za zmínku stojí např. norma ČSN 73 1380 Zkoušení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování – porušení vnitřní struktury [51], nebo podobné předpisy pro zkoušení mrazuvzdornosti přírodního kamene. Podstatně známější a využívanější jsou však jiné dvě normy pro nedestruktivní zkoušení vzorků, prvků i konstrukcí z betonu:

- ČSN EN 12504-4:2005 Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu [55].
- ČSN 73 1371:2011 Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu [48];

4.3.3 Ultrazvuková impulzová metoda podle ČSN EN 12504-4

Nově převzatá norma ČSN EN 12504-4 [55] měla nahradit původní ČSN 73 1371 [48], avšak nestalo se tak. Jedním z důvodů je skutečnost, že nová norma neobsahuje ustanovení o výpočtu dynamického ultrazvukového modulu pružnosti betonu. Mezi přínosy nové normy patří rozbor faktorů, které mohou ovlivnit měření rychlosti šíření impulsu. Patří k nim:

- vlhkost,
- teplota,
- měřicí základna,
- tvar a velikost těles,
- přítomnost výztuže,
- trhliny a dutiny.

Zejména vlhkost ovlivňuje rychlost šíření impulsu účinkem chemickým a mechanickým. Mezi rychlostí šíření impulsu na krychlech nebo válcích správně ošetřovaných a na betonových dílcích vyrobených ze stejného betonu, avšak neošetřovaných, může být značný rozdíl. Největší odchylky v měření jsou způsobeny právě způsobem ošetřování, který ovlivňuje hydrataci cementu. Další odchylky způsobuje přítomnost volné vody v pórech.

Z hlediska teploty nedochází při měření v rozmezí teplot 10 °C až 30 °C prakticky k žádnému ovlivnění měření. Opravy měření rychlosti šíření impulsu by se měly provést pouze tehdy, když teplota výrazněji vybočí z těchto mezí. Zkušenosti ukazují, že k většímu ovlivnění dochází při poklesu teplot pod 0 °C v souvislosti se zamrznutím vody v pórech.

Dalším významným činitelem je vliv délky měřicí základny. Ta by obecně měla být dostatečně dlouhá, aby nerovnoměrný beton neovlivnil výsledek měření. Doporučuje se, aby minimální délka základny byla:

- 100 mm pro beton s maximálním zrnem kameniva do 20 mm;
- 150 mm pro beton s maximálním zrnem kameniva od 20 mm do 40 mm.

Ačkoliv rychlost šíření impulsu není všeobecně ovlivňována délkou základny, ukazují přístroje při delší základně většinou nižší rychlost, neboť tvar náběžného čela vlny je více zaoblen. Odchyłka by v tomto případě neměla přesáhnout požadovanou přesnost měření (2 %), avšak měření na obzvláště dlouhých základnách je nutné věnovat zvýšenou pozornost (při větším útlumu impulsu na dlouhé základně mohou mít některé přístroje problémy s identifikací prvního náběžného čela). Z důvodu zeslabování impulsu s vysokým kmitočtem na dlouhých základnách se doporučuje používat sondy s co nejnižší frekvencí, do 40 kHz.

Rychlost šíření krátkých impulsů je nezávislá na velikosti a tvaru těles, pokud jejich boční rozměr není menší než určitá minimální hodnota. Zmenšení rychlosti je nepatrné, pokud poměr délky vlny λ impulsů k bočnímu rozměru je menší než 1,0 ($d \geq \lambda$). Nejmenší přípustné boční rozměry těles při dané frekvenci sond jsou uvedeny v Tab. 11.

Tab. 11 Vliv velikosti těles na rychlost šíření impulsu

Kmitočet budiče (kHz)	Rychlost šíření impulsu v betonu (km/s)		
	$v_c = 3,5$	$v_c = 4,0$	$v_c = 4,5$
	Nejmenší přípustný rozměr tělesa (mm)		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

Poznámka: Zde je rozdíl proti normě ČSN 73 1371 [48], kde je požadován nejmenší příčný rozměr pro trojrozměrné prostředí alespoň o délce $d \geq 2\lambda$.

4.3.4 Měření rychlosti šíření a výpočet modulu pružnosti betonu

Ačkoliv norma ČSN 73 1371 [48] reprezentuje původní české zkušební normy, je paradoxně novější, neboť byla zrušena a znovu vydána v roce 2011 již jako harmonizovaná s evropskou normou ČSN EN 12504-4 [55]. Z porovnání obou norem vyplývá, že mezi nimi skutečně nejsou zásadní rozpory, zejména ve způsobu měření impulsové rychlosti. Norma ČSN 73 1371 [48] však navíc obsahuje způsob výpočtu dynamického modulu pružnosti a stanovení rovnoměrnosti betonu. Ve spojení s jí nadřazenou ČSN 73 2011 [46] je možné z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění stanovit i upřesněnou pevnost v tlaku betonu.

Pro měření je důležité znát několik základních pojmů:

- Rychlost impulzu je rychlost šíření čela svazku vln ultrazvukového vlnění ve zkoušeném betonu.
- Frekvence ultrazvukového vlnění je vlastní pracovní frekvence ultrazvukového budiče. Každý budič má pouze 1 pracovní frekvenci.
- Sondy jsou součástí ultrazvukového přístroje, jedna z nich je budič, druhá snímač.
- Měřicí základna je nejkratší přímá spojnice středu dotykových ploch sond.
- Rozměrnost prostředí je vlastnost závislá na rozměru zkušební tělesa nebo prvku od délky vlny ultrazvukového vlnění. Rozměrnost prostředí ovlivňuje rychlost šíření betonem v závislosti na hodnotě Poissonova koeficientu přibližně o 5 % až 10 %.

Pro každou základnu se vypočte rychlost šíření impulzů ultrazvukového vlnění ze vztahu

$$v_L = \frac{L}{T - T_o} \quad \text{Rov. 13}$$

- kde v_L je rychlost šíření ultrazvuku, v $m.s^{-1}$;
 L délka měřicí základny, v m ;
 T doba průchodu měřená přístrojem, v s ;
 T_o mrtvý čas na sondě, daný její konstrukcí a akustickou vazbou, v s ;

Bude-li měření ultrazvukem prováděno na velkém bloku anebo na tenkém prutu ze stejného materiálu, dostaneme různé hodnoty rychlosti šíření ultrazvuku. Projevuje se vliv rozměrnosti prostředí, to jest charakteristiky, závislé na vztahu rozměrů měřeného objektu a délce vlny ultrazvukového vlnění. Pro většinu betonových prvků může být prostředí trojrozměrné, jednorozměrné anebo neurčité (přechodová oblast mezi oběma uvedenými typy). Nejprve vypočteme délku vlny ultrazvukového vlnění v námi měřeném vzorku

$$\lambda_L = \frac{v_L}{f} \quad \text{Rov. 14}$$

- kde λ_L délka vlny, v m ;
 v_L průměrná rychlost šíření ultrazvuku, v ms^{-1} ;
 f jmenovitá frekvence použité sondy, v Hz .

Prostředí je jednorozměrné (rychlost je v_{L1}), jestliže pro rozměry vzorku a , b , d kolmé ke směru šíření ultrazvuku platí:

$$a, b, \text{ nebo } d \leq 0,2 \times \lambda_L \quad \text{Rov. 15}$$

Prostředí je trojrozměrné (rychlost je v_{L3}), jestliže pro rozměry vzorku a, b, d platí:

$$a, b, \text{ nebo } d \geq 2 \times \lambda_L$$

Rov. 16

K významným aplikacím ultrazvukové impulzové metody patří stanovení dynamického modulu pružnosti betonu v tlaku a tahu E_{cu} . Jeho hodnotu vypočteme ze vztahu

$$E_{cu} = \rho \cdot v_L^2 \cdot \frac{1}{k^2} \cdot 10^{-6}$$

Rov. 17

kde E_{cu} je dynamický modul pružnosti, v MPa,

ρ je objemová hmotnost materiálu, v $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$,

v_L je rychlost šíření ultrazvuku, v $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$,

k je koeficient rozměrnosti prostředí, bez rozměru. Pro jednorozměrné prostředí je $k_1 = 1$, pro trojrozměrné je k_3 závislý na hodnotě Poissonova poměru ν .

4.3.5 Pevnost v tlaku určená z rychlosti šíření ultrazvukového impulsu

Stanovení pevnosti v tlaku z rychlosti šíření ultrazvukového impulsu je u betonu sice možné, ale může být i poměrně problematické. Rychlost šíření vlnění má úzkou vazbu na hutnost a modul pružnosti materiálu. U betonu jsou tyto charakteristiky závislé zejména na vlastnostech kameniva (křivka zrnitosti, druh kameniva, fyzikální vlastnosti) a až v druhé řadě na vlastnostech tmelu (vodní součinitel, stáří betonu). Pevnost v tlaku betonu je naopak více závislá na vodním součiniteli než na druhu a složení kameniva a tmelu [54]. Vztahy mezi rychlostí šíření impulsu a pevností v tlaku se tedy mohou lišit podle konkrétního složení betonu [52]. Pro zcela neznámý beton je odhad pevnosti pouze na základě rychlosti šíření impulsu nevěrohodný, respektive pouze velmi orientační [16, 18]. Se vzrůstající pevností betonu rovněž klesá citlivost metody, neboť výrazné změně pevnosti v tlaku odpovídá pouze malá změna rychlosti [21, 55]. Ultrazvuková metoda je tedy tím lépe využitelná pro stanovení pevnosti v tlaku, čím je tato pevnost nižší. To je ovšem pozitivní pro diagnostiku starších konstrukcí postavených z betonu nižších pevnostních tříd, neboť ultrazvuk dokáže velmi dobře odhalit beton špatné kvality, pod hranicí použitelnosti pro železobetonové konstrukce.

Prakticky dodnes je citováno orientační stanovení kvality tradičního betonu podle [30], které uvádí Tab. 12. Podobné hodnocení uvádí i [31]. Jedná se však pouze o hrubý odhad, který se podle konkrétního složení betonu může značně lišit.

Tab. 12 Kvalita tradičního betonu podle rychlosti šíření ultrazvuku [30]

Všeobecné hodnocení	Rychlost šíření ultrazvuku [m/s]
Výborný	nad 4500
Dobrý	3700 – 4500
Diskutabilní	3000 – 3700
Špatný	2100 – 3000
Mizerný	nižší než 2100

Slovní hodnocení z Tab. 12 se obtížně převádí na dnešní označení pevnostních tříd betonu. Klesne-li rychlost šíření ultrazvukového vlnění pod 3000 m/s, pak je vysoce pravděpodobné, že beton nesplňuje minimální požadavky kladené na železobetonové konstrukce (C 12/15). Z hlediska diagnostiky existujících konstrukcí se tak **3000 m/s** představuje **kritickou hraniční hodnotu**. Samozřejmě většinu výsledků ultrazvukových měření je vhodné upřesnit pomocí doplňkových zkoušek na jádrových vývrtech. Další z možností je použití tzv. kombinované metody, kdy se použije dvě nebo více nedestruktivních metod současně. V normě ČSN 73 2011 [46] jsou uvedeny nomogramy pro stanovení pevnosti v tlaku betonu z kombinovaného tvrdoměrného a ultrazvukového měření, ovšem byly převzaty ze starších předpisů a o jejich aktuálnosti lze pochybovat [15].

Výpočet pevnosti z impulsové rychlosti podle ČSN 73 1371

Nově vydaná norma ČSN 73 1371 [48] uvádí více možností, jak získat upřesněnou pevnost v tlaku, vyhodnocením z kalibračních vztahů:

- z určujícího kalibračního vztahu úzkého nebo širokého;
- ze směrného kalibračního vztahu;
- z obecného kalibračního vztahu.

Zatímco určující kalibrační vztah je vytvořen pro beton konkrétního známého složení, směrné a obecné vztahy zahrnují betony různého složení (různé druhy kameniva, cementu, přísad). V normě [48] je uveden jeden z možných směrných kalibračních vztahů pro výpočet pevnosti v tlaku z impulsové rychlosti v tomto tvaru:

$$f_{be} = 9,9 v_{L3}^2 - 56 v_{L3} + 87,8 \quad \text{Rov. 18}$$

kde f_{be} je pevnost betonu, v MPa,

v_{L3} je rychlost šíření ultrazvuku v trojrozměrném prostředí, v km/s.

Poznámka. Tento vztah pro výpočet informativní pevnosti betonu v tlaku byl vytvořen přibližně před 30 lety. Pevnost v tlaku vypočtená podle Rov. 18 již neodpovídá současným moderním betonům a vychází poměrně nízká. Pro hodnocení starších konstrukcí lze vztah použít, ovšem pouze s upřesněním na jádrových vývrtech.

Odhad pevnosti betonu z impulsové rychlosti podle ČSN EN 13791

Norma ČSN EN 13791 [52] uvádí postup pro získání charakteristické pevnosti v tlaku betonu v konstrukci nepřímými metodami, mezi něž patří odrazové tvrdoměry, ultrazvuk a stanovení síly na vytržení. Z důvodu upřesnění výsledků je nutné současně provádět zkoušky v tlaku na vývrtech. Norma popisuje dvě alternativy:

Alternativa 1: Přímá korelace s vývrty. Vyžaduje se minimálně 18 výsledků zkoušek vývrťů;

Alternativa 2: Kalibrace s vývrty pro vymezený rozsah pevnosti použitím stanoveného vztahu. Je zapotřebí minimálně 9 výsledků zkoušek vývrťů.

V případě alternativy 1 se kalibrační křivka získá regresní analýzou dvojic výsledků zkoušek (přímé a nepřímé stanovení pevnosti).

Pokud je počet vývrťů omezený, je nutné použít alternativu 2, jejímž základním principem je využití normové „základní křivky“ – viz Rov. 19. Ze skutečných pevností na vývrtech a pevností vypočtených podle základní křivky se vypočte posun této základní křivky. Podle takto posunuté křivky se následně provádí odhad pevnosti betonu v konstrukci na základě nepřímých měření. Základní křivka pro rychlost šíření ultrazvuku podle [54] je:

$$f_v = 62,5 v^2 - 497,5 v + 990 \quad \text{pro } 4,0 \leq v \leq 4,8 \quad \text{Rov. 19}$$

kde f_v je odhad pevnosti v tlaku betonu, v MPa;

v je rychlost šíření ultrazvuku, v km/s.

Pro každou další konstrukci se musí provést nový posun základní křivky a získá se tak nový vztah pro stanovení odhadu pevnosti v tlaku. Vztah je platný pouze v rozsahu od 4,0 km/s do 4,8 km/s, takže je prakticky vyloučeno jeho využití pro betony horší kvality, které se běžně vyskytují v existujících starších konstrukcích. Pro takové betony je vždy nutné vytvořit vztah pomocí regresní analýzy minimálně na 18 vývrtech. Další z možností pro stanovení pevnosti v tlaku je kombinace ultrazvuku s jinou nepřímou metodou, nejčastěji tvrdoměrnou. Bez upřesnění na vývrtech se však jedná pouze o odhad pevnosti.

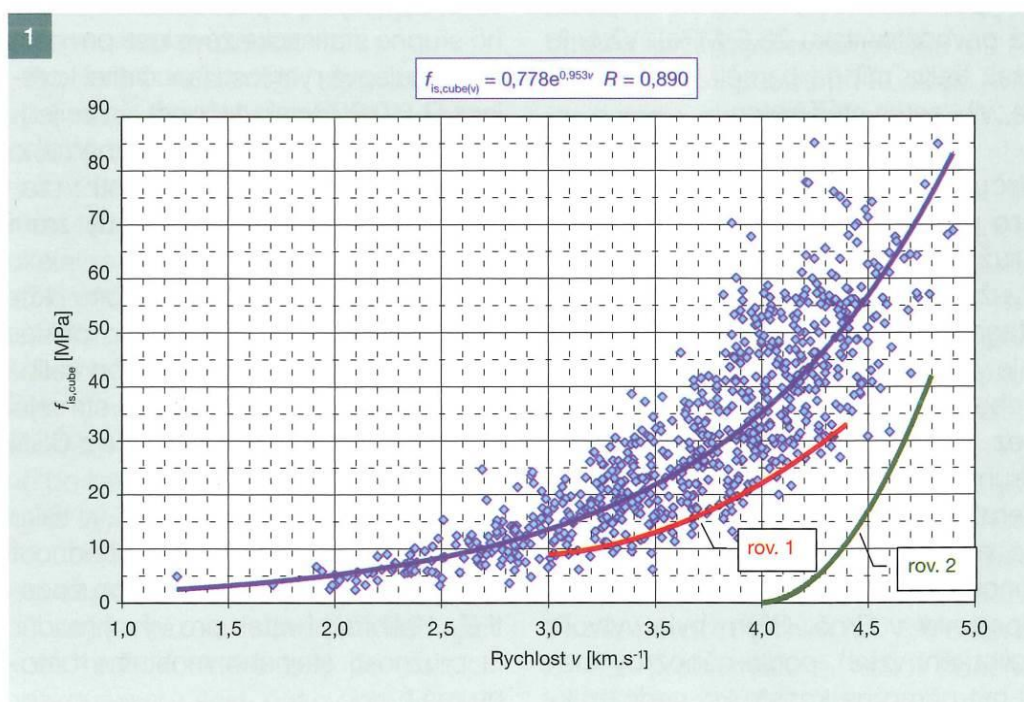
Kalibrační vztahy uváděné v obou normách jsou poměrně odlišné. Na příkladu z praxe se pokusíme ukázat, zda je jejich využití reálné.

Příklad 1: Obecný kalibrační vztah pro výpočet pevnosti v tlaku tradičního betonu

V rámci odborné činnosti bylo získáno velké množství jádrových vývrtů z nosných konstrukcí pozemních staveb i mostů. Všechna zkušební tělesa byla před stanovením pevnosti v tlaku změřena ultrazvukem. Jelikož bylo k dispozici přibližně 800 výsledků zkoušek z různých druhů betonu s rozsahem pevností od 5 MPa do 60 MPa, mohl být vytvořen obecný vztah pro výpočet pevnosti v tlaku betonu z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění. Důležitou skutečností je fakt, že všechny betony pocházely ze starších konstrukcí postavených před rokem 1990, většinou z období 1950-1990. Ze vztahu byly vyloučeny mezerovité betony a jemnozrné potěry, takže se jednalo o hutné betony bez výraznějších mezer a obsahující frakce hrubého kameniva. Všechny hodnoty pevnosti v tlaku na vývrtech f_{is} byly přepočteny na krychelné pevnosti $f_{is,cube}$. Obecný kalibrační vztah pro odhad krychelné pevnosti v tlaku publikovaný v [17] je uveden na Obr. 12 a má tvar:

$$f_{is,cube(v)} = 0,778 e^{0,953v} \quad \text{pro } 1,9 \leq v \leq 4,6 \quad \text{Rov. 20}$$

kde $f_{is,cube(v)}$ je odhad krychelné pevnosti v tlaku betonu in situ, v MPa;
 v je rychlost šíření ultrazvuku, v km/s.



Obr. 12 Obecný kalibrační vztah pro odhad krychelné pevnosti v tlaku tradičních betonů z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění [17]; pro porovnání uvedeny i vztahy z norem ČSN 73 1371 (červený) a ČSN EN 13791 (zelený)

Z Obr. 12 je patrné, že existuje statisticky významná závislost mezi oběma veličinami, což vyjadřuje součinitel korelace $r = 0,89$. Větší rozptyl výsledků je dán především značnou

růzností betonů z hlediska druhu, velikosti zrn a obsahu hrubého kameniva. Kalibrační křivka podle Rov. 20 je bez upřesnění na vývrtech použitelná pouze pro orientační odhad kvality tradičního betonu, v žádném případě není určena pro moderní betony! Křivka podle Rov. 18 z normy ČSN 73 1371 [48] (na Obr. 12 červená), má přibližně stejný sklon, avšak je posunuta níže (na stranu bezpečnou), neboť téměř 95 % hodnot pevností v tlaku leží nad touto normovou křivkou. Naopak základní křivka z ČSN EN 13791 [52] podle Rov. 19 (na Obr. 12 zelená) má sklon zcela odlišný, odpovídající spíše moderním betonům.

Porovnáme-li hodnoty vypočtené z Rov. 20 se slovním hodnocením z Tab. 12, pak lze hodnotu **3000 m/s** orientačně brát jako hranici pro **pevnostní třídu** betonu **C 8/10**, neboť průměrná pevnost v tlaku 13,6 MPa, odpovídá v minulosti udávané kontrolní pevnosti 13,5 MPa pro beton třídy B 10 [42]. Pokles impulsové rychlosti **pod 3000 m/s znamená, že nejsou splněny ani minimální požadavky na beton pro nosné konstrukce**. Pokud impulsová rychlost překročí hodnotu 3700 m/s, jedná se pravděpodobně o konstrukční beton (přibližně pevnostní třídy C 16/20). Vždy je však třeba mít na paměti vliv množství a druhu hrubého kameniva, vlhkosti, stáří a dalších specifických vlastností betonu – např. u jemnozrného betonu je pevnost v tlaku proti rychlosti šíření ultrazvuku obvykle vyšší, zatímco u hrubozrného může zase být výrazně nižší.

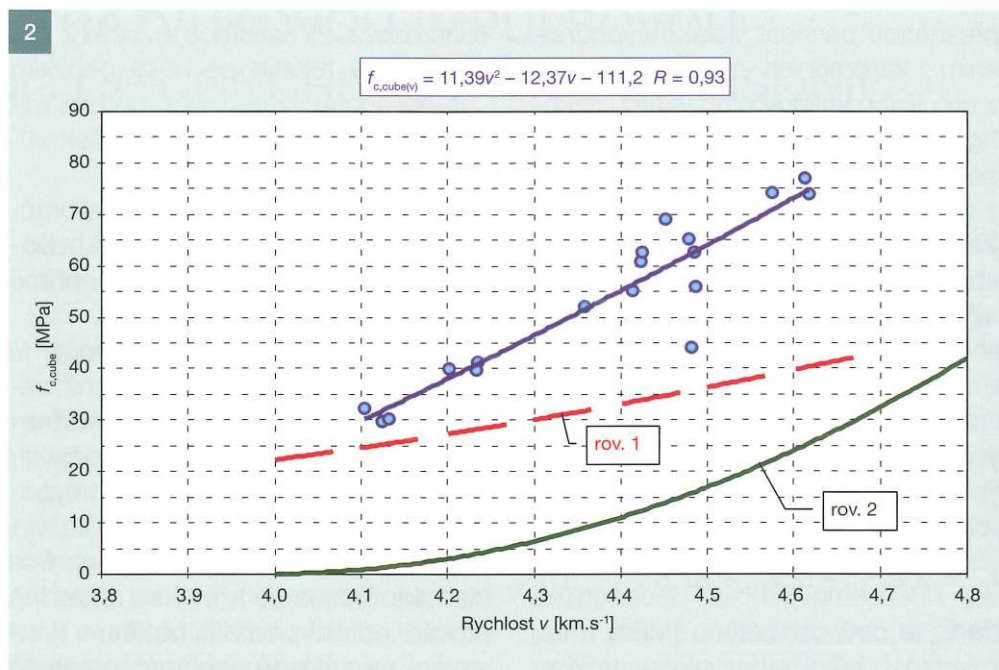
Příklad 2: Určující vztah pro nárůst pevnosti moderního betonu

Využití nedestruktivních metod pro stanovení pevnosti a modulu pružnosti je velmi výhodné všude tam, kde potřebujeme ověřit vlastnosti konstrukce bez možnosti destruktivního zásahu. Druhý praktický příklad se týká moderního betonu třídy C 30/37 určeného pro mostovku nového mostu betonovaného v září roku 2010 na ulici Sportovní v Brně. Cílem bylo vytvořit kalibrační vztah, podle něhož by mohl být přímo na konstrukci nedestruktivně sledován nárůst pevnosti v tlaku a modulu pružnosti betonu. Pro tento účel bylo při betonáži mostovky odebráno celkem 18 zkušebních těles ve tvaru krychle ($d = 150$ mm) a stejný počet hranolů ($d = 100$ mm, $L = 400$ mm). Krychle i hranoly byly rozděleny do šesti sad po třech tělesech. Zkoušením těchto sad v různém stáří (2, 3, 7, 14, 28 a 90 dnů) byl dosažen rozsah pevností v tlaku přibližně od 30 MPa do 75 MPa, čemuž odpovídal rozsah impulsové rychlosti ultrazvuku přibližně od 4,1 km/s do 4,7 km/s. Kalibrační vztah pro pevnost v tlaku má tvar:

$$f_{c,cube(v)} = 11,39 v^2 - 12,37 v - 111,2 \quad \text{pro } 4,1 \leq v \leq 4,7 \quad \text{Rov. 21}$$

kde $f_{c,cube(v)}$ je odhad krychelné pevnosti v tlaku betonu, v MPa,
 v je rychlost šíření ultrazvuku, v km/s.

Výše uvedený kalibrační vztah je znázorněn na Obr. 13 a je doplněn o křivky z norem [48] a [52]. Důvodem vysokého stupně statistické závislosti pevnosti a impulsové rychlosti (součinitel korelace $r = 0,93$) je skutečnost, že se jedná o konkrétní druh betonu známého složení, kdy parametr pevnosti v tlaku se mění pouze vlivem doby zrání betonu.



Obr. 13 Kalibrační vztah pro nárůst pevnosti v tlaku mostního betonu [17]. Pro porovnání uvedeny křivky z norem ČSN 73 1371 (červená) a ČSN EN 13791 (zelená)

Zajímavé je porovnání sklonu křivek. Na rozdíl od předchozího příkladu pro „tradiční“ beton je sklon kalibrační křivky podle Rov. 21 výrazně strmější a lépe odpovídá základní křivce z ČSN EN 13791 [52]. Tato skutečnost svědčí o změně vztahu mezi rychlostí šíření ultrazvuku a pevnosti v tlaku – u moderních betonů dochází vlivem přísad k výraznějšímu nárůstu pevnosti v tlaku proti rychlosti ultrazvuku.

Poznámka: Z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění se obecně daleko lépe určuje modul pružnosti betonu než pevnost v tlaku. Je to dáno zejména tím, že dynamický modul pružnosti je přímo navázán na rychlost šíření vlnění. Pro odhad pevnosti v tlaku budou z důvodu jednoduchosti a dostupnosti zřejmě i nadále používány spíše metody tvrdoměrné.

4.3.6 Odrazové sondy a jejich využití ve stavebnictví

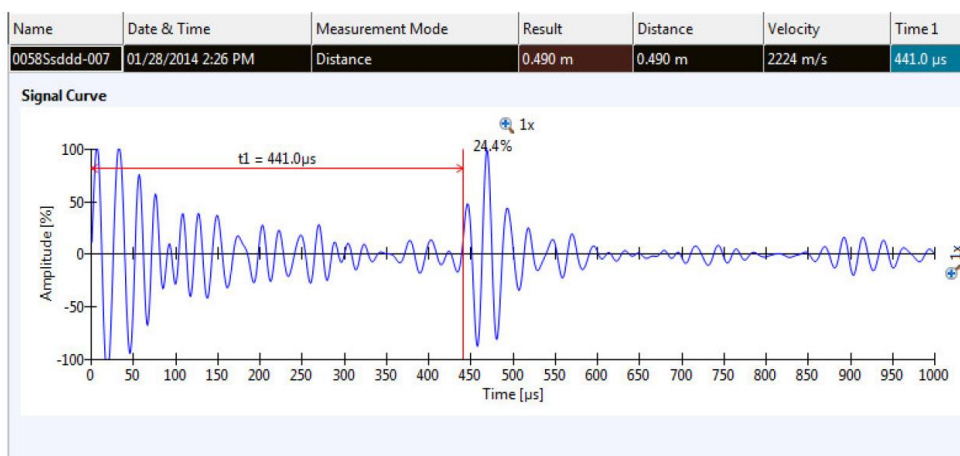
Tradiční prozvučování s dvojicí sond je výhodné u prvků přístupných z obou stran. Hloubkové měření a zjišťování nehomogenit uvnitř struktury prvků a konstrukcí přístupných pouze z jedné strany umožňují pouze přístroje vybavené integrovanou odrazovou sondou. Vlnění prochází materiálem a na nehomogenitě či na konci prvku se odrazí.

Metoda se v poslední době rychle rozšiřuje zejména ve formě ultrazvukové tomografie [35, 36], ovšem zpočátku byly problémy se zajištěním akustické vazby na styku kov (sonda) – beton, bez použití vazebného prostředku [34]. Řešení tohoto problému lze ukázat na přístroji Pundit PE-200 (Puls Echo). Kromě tradiční dvojice sond pro průchodovou metodu je možné připojit integrovanou odrazovou sondu s devíti vysílači a devíti přijímači – viz Obr. 14. Vysílače vysílají do prostředí ultrazvukové impulzy, přijímače potom detekují odražené impulzy od různých překážek či změn prostředí. Akustická vazba je zajištěna pomocí odpružení snímačů umožňující eliminovat nerovnosti do hloubky až 7 mm, povrch tudíž není nutné brousit ani potírat vazebným prostředkem.



Obr. 14 Nový ultrazvukový přístroj PUNDIT PE-200 s osciloskopem, automatickým odečítáním doby průchodu a možností připojení odrazové sondy (vpravo)

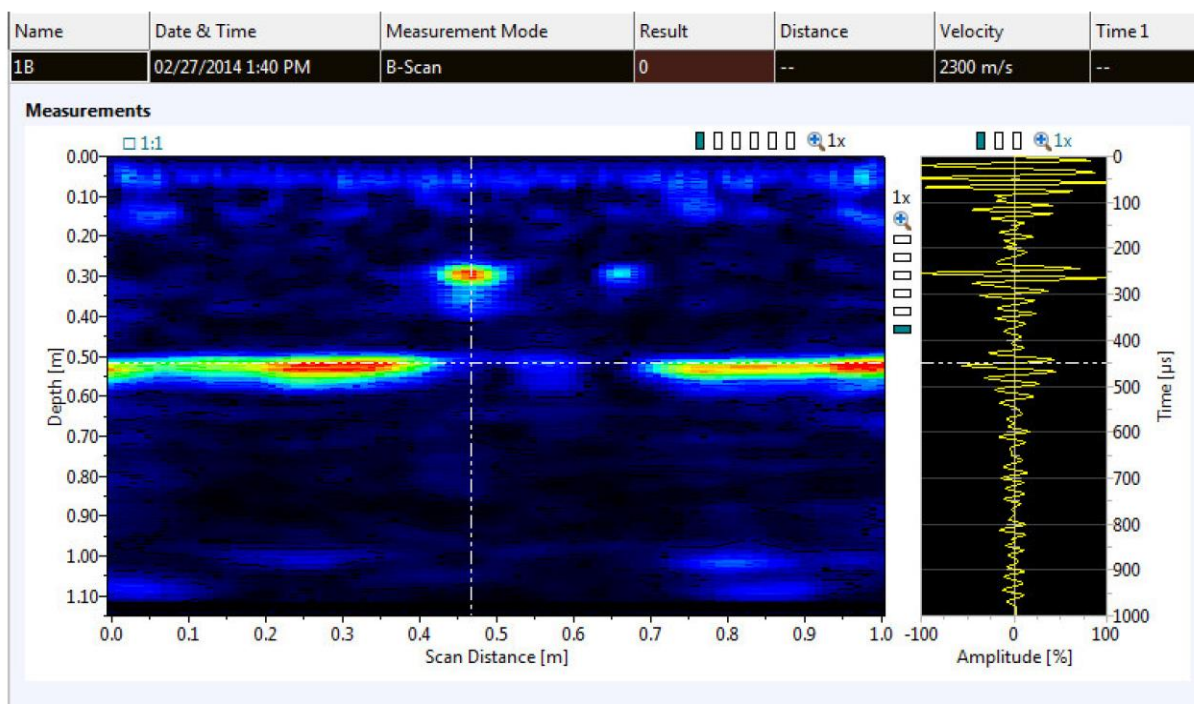
Ultrazvuk Pundit PE-200 měří v několika režimech. Je možné stanovit dobu průchodu, vzdálenost či rychlost impulzu. Při měření času, vzdálenosti a rychlosti se provádí bodové měření, jehož výsledkem je tzv. A-sken – viz Obr. 15.



Obr. 15 Ukázka A-skenu, režim měření vzdálenosti, zadaná rychlost 2224 m/s, naměřený čas 441,0 μs, vypočítaná vzdálenost 0,490 m [38]

Ten je možno si prohlédnout buď přímo na monitoru přístroje, anebo potom později v počítači. V případě Obr. 15 šlo o měření vzdálenosti (tloušťky stěny konstrukce). Do přístroje byla zadána rychlost 2224 m/s jako průměrná hodnota z předchozích 5 kalibračních měření. Přístroj poté naměřil čas 441 μs , tedy čas mezi vysláním a detekováním ultrazvukového impulzu. Jedná se o čas, za který ultrazvuková vlna dorazí na konec konstrukce, odrazí se a dorazí zpět ke snímači. Měřená vzdálenost pak byla vypočtena jako 0,49 m. Skutečná tloušťka měřeného bloku byla 0,50 m, odchylka je tedy minimální.

Pro hledání objektů či dutin uvnitř konstrukce je vhodné měření v režimu B-sken. Jedná se o průřezový obraz testovaného objektu, kolmý na povrch skenování v rovině, přes kterou byly shromážděny jednotlivé A-skeny. Pro dobré rozlišení obrazu je doporučeno nastavit odstup měření A-skenů na 1 cm. Pro rychlejší orientační měření je možné nastavit krok měření větší, např. 2,5 cm. Ukázka B-skenu je na Obr. 16. Na svislé ose je zobrazena hloubka měření, na vodorovné ose potom délka měření. Červeno-žluto-zelenými barvami jsou pak znázorněna místa, kde došlo k výrazným odrazům ultrazvukových vln – např. na zadní stěně, anebo v místech dutin. Na Obr. 16 vpravo je znázorněn jeden z A-skenů, který odpovídá poloze osového kříže kurzoru. Je možné prohlížet jednotlivé A-skeny ve všech krocích měření. Uvedená aplikace najde uplatnění zejména v měření tloušťek podlah a stěn, do jisté míry i pro identifikaci větších dutin v betonu (od velikosti přibližně 3-5 cm, dle hloubky v konstrukci).



Obr. 16 Ukázka B-skenu – na svislé ose hloubka měření, na vodorovné délka, vpravo A-sken v poloze kurzoru; v hloubce 0,5 m zachycena výrazná linie odrazu od zadní stěny, v hloubce 0,25 m jsou patrné dva vnitřní objekty (dutiny) [38]

4.4 ELEKTROMAGNETICKÉ INDIKÁTORY VÝZTUŽE

4.4.1 Úvod

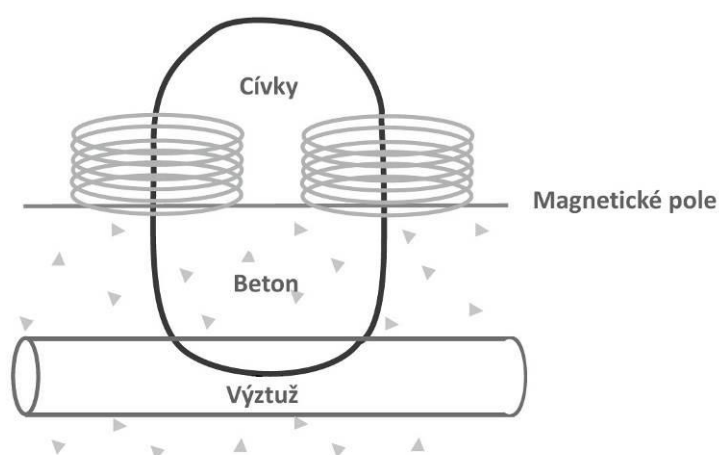
Ve stavební praxi se často setkáváme s potřebou najít a lokalizovat výztuž v železobetonové konstrukci. U nově budovaných konstrukcí jde především o kontrolu jakosti provedení – např. dodržení minimální krycí vrstvy betonu, případně o vyloučení hrubých chyb ve vyztužení. Při průzkumech již existujících konstrukcí bývá úkol složitější, neboť nemusí být k dispozici výkresy a je třeba zjistit kompletní vyztužení prvků ve všech staticky důležitých průřezech. Dále se výztuž lokalizuje v případech, kdy je nutné v konstrukci vyvrtat prostupy nebo odebrat vzorky. Jedná se o velmi rozmanitou činnost, volba metod a obtížnost provedení se liší dle typu železobetonových prvků a důvodu měření.

Mezi metody pro lokalizaci výztuže patří zejména radiografie, elektromagnetické indikátory, metoda georadaru (viz kapitola 4.5) a metoda destruktivní – odseknutí krycí vrstvy. Tato práce se nezabývá metodou radiografickou, proto zde bude věnována pozornost zejména v praxi nejpoužívanější metodě elektromagnetických indikátorů.

4.4.2 Princip metody

Metoda původně využívala magnetických vlastností hledaného materiálu. Starší přístroje vyhodnocovaly změnu magnetického odporu magnetického obvodu. Stabilita měření byla ovlivněna jednak závislostí magnetických vlastností jádra vyhledávací cívky na teplotě, a též rušivými účinky cizích magnetických polí včetně magnetického pole země.

V poslední době je využívána metoda založená na pulsně indukční technologii – Obr. 17.



Obr. 17 Princip měření pomocí sondy s pulsně indukční technologií, podle Proceq [62]

Vyhledávací hlava obsahuje cívky bez magnetického jádra a tudíž je odolná vůči výše uvedeným vlivům magnetických polí. Princip metody je podrobněji popsán v [10, 11]. Metoda má oporu i v platných normách, zejména v ČSN 73 2011 [46].

4.4.3 Využitelnost metody

Ve stavební praxi se často setkáváme s potřebou najít a lokalizovat výztuž v železobetonové konstrukci. Nejčastěji využíváme elektromagnetické indikátory výztuže. Výhodou elektromagnetických indikátorů je čistě nedestruktivní charakter, na druhou stranu mají ovšem i určitá omezení daná principem metody. Před měřením se uživatel musí dokonale seznámit s použitým typem přístroje a návodem od výrobce, který zpravidla udává i postupy měření pro jednotlivé případy uložení výztuže.

K nejčastějšímu **využití metody** v praxi patří:

- Zjištění, zda je beton vůbec vyztužen.
- Ověření zdali je výztuž na správném místě.
- Stanovení množství a polohy výztuže při průzkumu existujících železobetonových konstrukcí, od nichž se ztratily plány. Některé přístroje umožňují rovněž zjištění průměru výztuže.
- Kontrola kvality nově prováděných konstrukcí, zejména z hlediska dodržení předepsané krycí vrstvy. Moderní přístroje umožňují nastavení konstanty pro předepsané krytí, při jehož nedodržení se ozve zvukový signál – to umožňuje efektivní a rychlé ověření krytí.
- Lokalizace výztuže v případech, kdy je nutné v konstrukci vyvrtat prostupy nebo odebrat vzorky.

Mezi omezující faktory patří:

- Dosah přístrojů – při použití běžných sond 60 mm až 100 mm, při použití hloubkových sond 150 mm až 220 mm.
- Ovlivnění sousední výztuží – pokud jsou vložky „přilíší“ blízko sebe (v závislosti na průměru výztuže a velikosti krycí vrstvy).
- Blízkost silných elektromagnetických polí, např. od elektrické trakce. Tato elektromagnetická pole mohou měření přímo znemožnit.
- Pomocí elektromagnetických indikátorů nelze zjistit výztuž v druhé rovnoběžné vrstvě, druh výztuže a míru koroze výztuže.

Před měřením s konkrétním typem přístroje se doporučuje na modelu prvku včetně očekávaného umístění výztuže nejdříve prověřit citlivost přístroje, zejména při složitějších případech, kdy jsou pruty výztuže blízko vedle sebe, nad sebou, anebo se navzájem kříží. Měření na maketě prvku se ověří všechny údaje udávané výrobcem, např. kalibrační vztahy

pro stanovení krycí vrstvy, rozlišitelnost prutů probíhajících blízko sebe, stanovení průměru výztuže apod., případně se vytvoří vlastní kalibrační vztahy pro daný případ vyztužení, které mohou zohlednit ovlivnění měření okolní výztuží. Pokud není známé složení betonu, je třeba se přesvědčit, zda beton neobsahuje prvky magnetického charakteru. Magnetický charakter betonu nemusí způsobit pouze magnetické kamenivo ale např. také pucolán, létavý popílek a jiné materiály. Moderní přístroje by si měly s materiály projevujícími magnetický charakter poradit. Specifickým případem je použití rozptýlené výztuže z ocelových vláken – drátků, které v podstatě znemožní nalezení výztužných vložek.

4.4.4 Přehled používaných přístrojů

Pro lepší pochopení změn, ke kterým v současnosti v přístrojové technice dochází, je vhodné provést reminiscenci dříve používaných typů profesionálních indikátorů, zejména od firem Proceq a Hilti.

Profometer 2 je starší typ přístroje, používaný od 80. let 20. století. Ačkoliv se jedná o neforemnou a těžkou skříňku s indikací výchylky pomocí ručičkového ampérmetru, je dodnes u některých uživatelů oblíben – zejména pro způsob indikace výchylky příjemný pro lidské oko, jednak pro hloubkovou sondu se směrovým účinkem.

Profometer 3 byl ve své době přelomovým typem, neboť přinesl několik kvalitativních vylepšení, zejména možnost kvantifikace snímaných vířivých proudů pomocí číselné škály od 0 do 1999, což umožnilo kalibraci přístroje pro přesnější určení krytí při ovlivnění sousední výztuží. K dalším vylepšením patřilo rychlé vyhledávání míst s menším než požadovaným krytím pomocí zvukové signalizace a možnost připojení průměrové sondy (ovšem s omezenými možnostmi použití). Přes tyto výborné vlastnosti však nebyl Profometer 3 příliš dobře hodnocen běžnými uživateli, neboť postrádal jednoduchou indikaci nárůstu výchylky – vyhledávání se řídilo pouze sledováním měnící se číselné hodnoty na malém displeji.

Nedostatek v indikaci výchylky měl nahradit nový typ **Profometer 4**. Na čtvercovém displeji přístroje se kromě aktuální hodnoty krytí výztuže (tedy vzdálenosti od výztuže, pokud průměr odpovídal nastavení a v blízkosti nebyla žádná jiná výztuž) objevil i černý pruh, rostoucí při přibližování se k výztuži a klesající při oddalování. Jinak vybavení přístroje sondami zůstalo stejné jako u předchozího typu. Zlepšila se sice indikace výztuže při běžném vyhledávání, na druhou stranu ovšem zmizela největší výhoda Profometru 3 – kvantifikace intenzity signálu prostřednictvím číselné škály.

Profometer 5 (5+) svou koncepcí v podstatě navázal na Profometer 4, přičemž hlavní změna spočívala v návratu k sondě se směrovým účinkem místo bodových sond. Jinak ostatní parametry, zejména přesnost určení krytí či způsob zobrazení, zůstaly prakticky beze změn.

Doposud se jednalo o výčet přístrojů firmy Proceq, ovšem je třeba zmínit přístroj **Ferrosan** od firmy Hilti. Koncepce přístroje směřovala od počátku k plošnému skenování výztuže a okamžitému zobrazení prvních vrstev výztuže v obou směrech. Vzhledem k vysoké ceně a rozměrům zařízení však bylo jeho rozšíření omezené. Daleko většího rozšíření se dočkaly výrazně levnější přístroje pro řemeslníky určené pro zajištění bezpečného vrtání, které umí kromě výztuže nalézt i elektrické vodiče pod napětím. Na rychle rostoucí trh s levnými detektory zareagovala jak firma Proceq přístrojem **Profoscope**, tak i firma Hilti přístrojem **PS 35 Ferodetektor**. V reakci na překotný vývoj v oblasti lokalizátorů výztuže přichází firma Proceq SA s novou generací elektromagnetických indikátorů **Profometer PM-6**.

4.4.5 Profometer PM-6 – nová úroveň zpracování výsledků

Šestá generace přístrojů Profometer PM-6 (typ 600, 630, 650) se od předchozích typů výrazně odlišuje – viz Obr. 18.



Obr. 18 Profometer PM-6 s integrovanou sondou a dotykovým displejem, na němž lze ihned kontrolovat správnost měření pomocí křivek intenzity signálu

Moderní dotykový displej umožňuje okamžité zobrazení průběhu měření, což přispívá ke kontrole postupu měření v reálném čase. Sonda je integrovaná (bodová, směrová, hloubková i průměrová), lze ji snadno vložit do rámečku (měřiče dráhy) se čtyřmi kolečky. Kromě tradiční zvukové signalizace je přímo na sondě i světelná signalizace – dvě šipky a kruh, která usnadňuje lokalizaci výztuže i v náročných podmínkách stavby. Po přejetí výztuže šipka ukáže směr, kterým je třeba se vrátit, v případě vystředění sondy přesně nad výztuží se rozsvítí červený kruh. V tom okamžiku lze nejen výztuž zakreslit, ale rovněž změřit její průměr. Ovládací

tlačítko je přítom jak na dotykovém displeji, tak i na boku sondy. Všechny tyto detaily přispívají k většímu komfortu obsluhy přístroje.

Na Ústav stavebního zkušebnictví byl k testování zapůjčen první přístroj tohoto typu v České republice již v roce 2014. K dispozici pro testování byl přístroj Profometer PM-630, který má kromě základního vyhledávacího režimu rovněž liniové skenování v jedné nebo více liniích. Vyšší model PM-650 má navíc k dispozici plošné křížové skenování pro vykreslení výztuže v obou směrech. Výsledky testování byly publikovány v [9, 11] a některé vybrané příklady měření jsou uvedeny v kapitole 5. této práce. Souhrnně lze konstatovat, že Profometer PM-6 představuje skutečně výraznou kvalitativní změnu proti všem předchozím typům Profometer 2, 3, 4, 5 a 5+. Přístroj lze rozhodně doporučit pro složité případy diagnostiky výztuže, zejména však v kombinaci s pokročilým radarovým systémem. Podmínkou však je vysoká kvalifikace a zkušenost obsluhy.

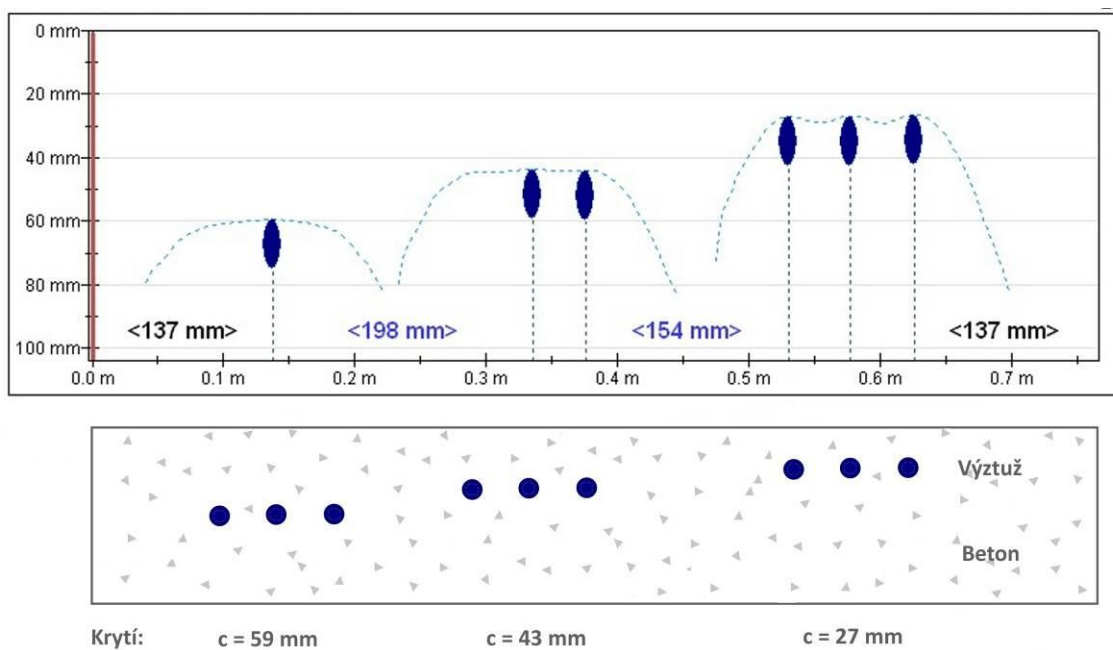
4.4.6 Postupy měření pro jednotlivé případy

Zjištění polohy a množství výztuže

Zjišťováním polohy výztuže se rozumí rozpoznání její přítomnosti v betonové konstrukci a její průběh (případně tvar) bez ohledu na druh oceli, průměr výztuže a krytí. Sondy mohou mít buď bodový (nezávisí na natočení sondy) nebo směrový charakter. Při použití sondy se směrovým účinkem je možné pootáčením sondy v místě maximálního ukazatele měření zjistit i směr průběhu výztuže.

Při hledání polohy výztuže je důležité postupovat systematicky. Ve většině případů lze předem odhadnout předpokládaný směr hlavní výztuže, rozdělovací výztuže nebo třmíneků, které vzájemně tvoří souřadnicový systém. Obvykle se začíná hledat výztuž, která se nachází blíže k povrchu – např. u sloupů nebo trámů se jedná o třmínky. Hodnota ukazatele měření je totiž ovlivněna vzdáleností od výztuže podstatně více než průměrem výztuže. Teprve po přesném stanovení polohy třmíneků se mezi nimi hledá hlavní výztuž.

Při měření se posouvá sonda po líci vyšetřované konstrukce a hledá se maximum ukazatele měření. Maximum se objeví, pokud je osa sondy rovnoběžná s prutem nebo skupinou prutů výztuže při minimální vzdálenosti od ní. Poloha výztuže se zakreslí přímo na zkoušenou betonovou plochu, anebo na přilepenou fólii, moderní přístroje zaznamenávají liniové nebo plošné skeny. Problémy mohou nastat v případě malé vzdálenosti jednotlivých prutů výztuže – přístroj pak zaznamená jediné maximum pro skupinu výztuží – viz Obr. 19.



Obr. 19 Příklad rozlišovací schopnosti Profometru PM-630 při identifikaci tří prutů $\varnothing 16 \text{ mm}$ s osovou vzdáleností 50 mm: při krytí 27 mm lze jasně identifikovat 3 pruty, krytí 43 mm je hraniční, při krytí 59 mm se pruty zobrazují jako shluk

Zjištění tloušťky krycí vrstvy

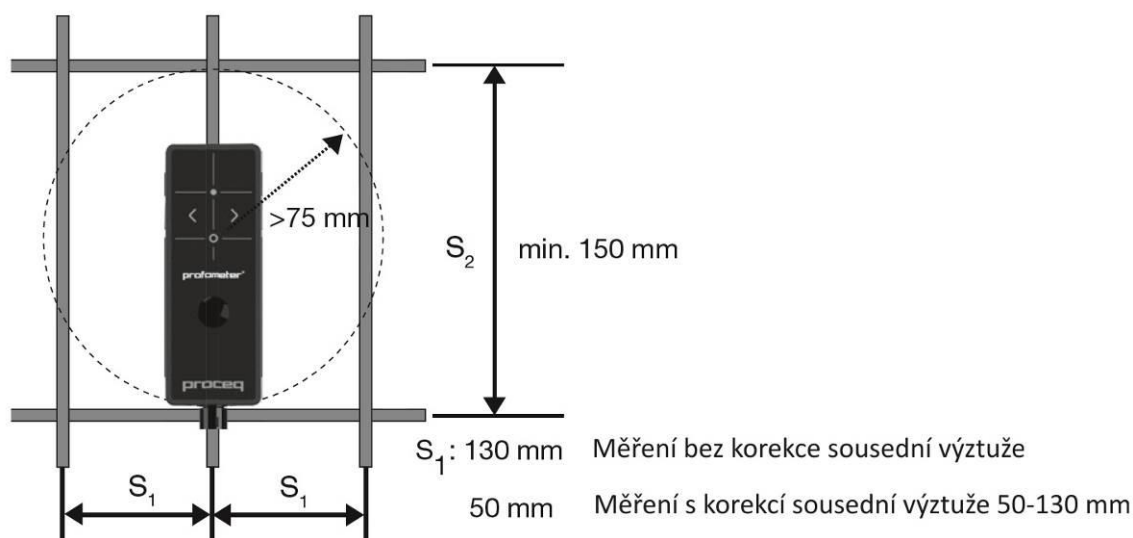
Na měření se mají použít pouze citlivé přístroje. Při měření je nejdůležitější skutečnost, zda je měřený prut osamocený, anebo jsou v jeho blízkosti pruty (rovnoběžné nebo kolmé) [27]. Měření na osamoceném prutu o známém průměru dává jednoznačné výsledky. Z naměřeného ukazatele (výchylka, číselná hodnota) se krytí určí podle kalibračního vztahu. U novějších přístrojů stačí nastavit průměr výztuže a výstupem je přímo hodnota krytí.

Prut je považován za osamocený, pokud ukazatel přístroje není ovlivněn sousední výztuží (rovnoběžnou, kolmou) o více než 5 %. Nutná minimální vzdálenost sousední výztuže se určí měřením na modelu [46]. Pokud tato vzdálenost není dodržena, ukazuje přístroj menší krytí, než ve skutečnosti je (více prutů ve větší hloubce se chová jako jeden prut v menší hloubce). Pro určení velikosti krytí výztuže v hustě vyztuženém prvku se známým rozmístěním výztuže lze stanovit korekce velikosti krytí pomocí kalibračního měření na modelu vyztuženém naprosto stejným způsobem jako měřený prvek.

Ne vždy známe průměr výztuže, který je důležitým parametrem při stanovení velikosti krytí. Pokud by např. skutečný \varnothing výztuže byl 20 mm a krytí by se vyhodnotilo podle kalibračního vztahu pro $\varnothing 16 \text{ mm}$, vyšlo by krytí menší než ve skutečnosti je. Pokud se však alespoň přibližně podaří průměr výztuže odhadnout nebo nedestruktivně změřit, je zkreslení měření krycí vrstvy relativně malé.

Odhad průměru výztuže

Odhad průměru výztuže se u starších typů přístrojů prováděl dvojím měřením za pomoci vložené destičky. Moderní přístroje jsou obvykle vybaveny průměrovou sondou, podmínkou úspěšného měření (odhadu) průměru výztuže je dostatečná vzdálenost sousedních prutů v obou směrech. Pro nejmodernější přístroj Profometer PM-6 jsou minimální vzdálenosti sousední výztuže znázorněny na Obr. 20 [62].

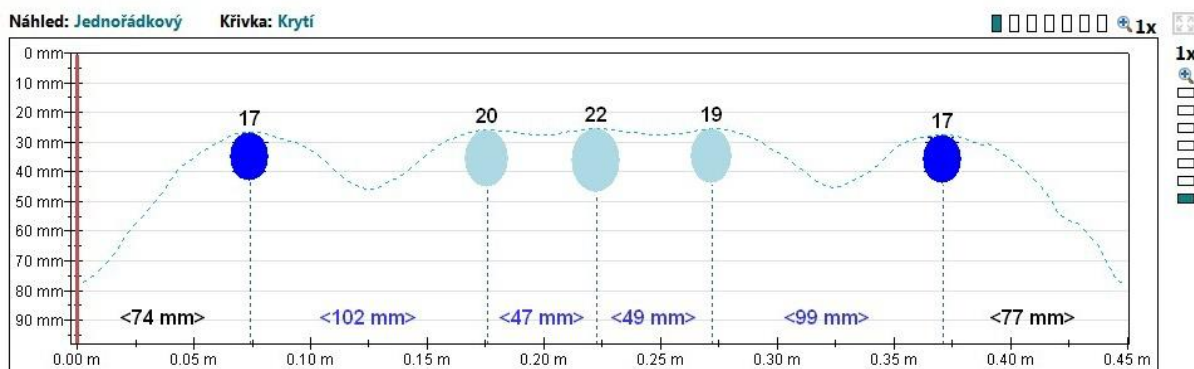


Obr. 20 Minimální vzdálenosti sousední výztuže pro správné změření průměru výztuže přístrojem Profometer PM-6, při vzdálenosti sousední výztuže 50-130 mm lze nastavit korekci

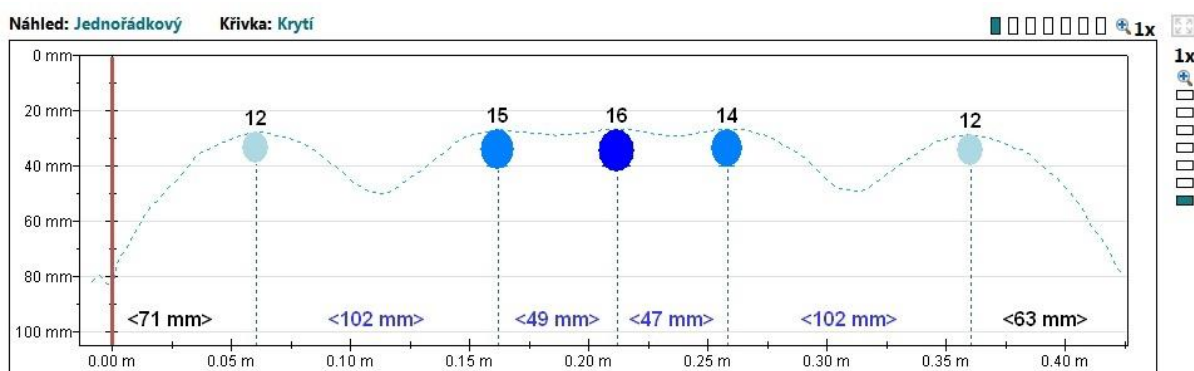
V případě pravidelného uspořádání výztuže, stejného průměru měřených prutů a stejného krytí za splnění podmínky absence výztuže v druhém směru fungují korekce vzdálenosti sousední výztuže velmi dobře, což lze doložit na následujícím příkladu. Pomocí přístroje Profometer PM-630 bylo provedeno měření odhadu průměru výztuže. Jednalo se o pětici prutů $\varnothing 16$ mm umístěných v osových vzdálenostech 100-50-50-50-100 mm. Krytí bylo přibližně 27 mm. Nejprve byl průměr odhadnut s nastavenou korekcí vzdálenosti sousední výztuže 100 mm. Znamená to, že správná korekce platila pouze pro oba krajní pruty, u nichž byl naměřen průměr $\varnothing 17$ mm. U vnitřní trojice prutů s osovou vzdáleností 50 mm došlo k nadhodnocení průměru o 3 až 6 mm – viz Obr. 21, nejvíce u prostředního prutu.

Dále byla nastavena korekce sousední výztuže 50 mm, čímž došlo ke snížení naměřených hodnot průměrů. U obou krajních prutů byl průměr podhodnocen na $\varnothing 12$ mm, průměr prostředního prutu byl tentokrát změřen zcela přesně $\varnothing 16$ mm – viz Obr. 22. U druhého a

čtvrtého prutu došlo k mírnému snížení odhadu průměru, neboť jeden z jejich sousedních prutů byl ve větší vzdálenosti, než odpovídalo nastavené korekci.



Obr. 21 Odhad průměru výztuže (ve skutečnosti \varnothing 16 mm) Profometrem PM-6 při nastavené korekci sousední výztuže 100 mm – průměry krajních prutů odhadnuty velmi dobře, u středních prutů s menší vzdáleností došlo k nadhodnocení o 3-6 mm



Obr. 22 Odhad průměru výztuže (ve skutečnosti \varnothing 16 mm) Profometrem PM-6 při nastavené korekci sousední výztuže 50 mm – střední prut změřen přesně \varnothing 16 mm, u druhého a čtvrtého prutu došlo k mírnému podhodnocení vlivem větší vzdálenosti krajních sousedních prutů

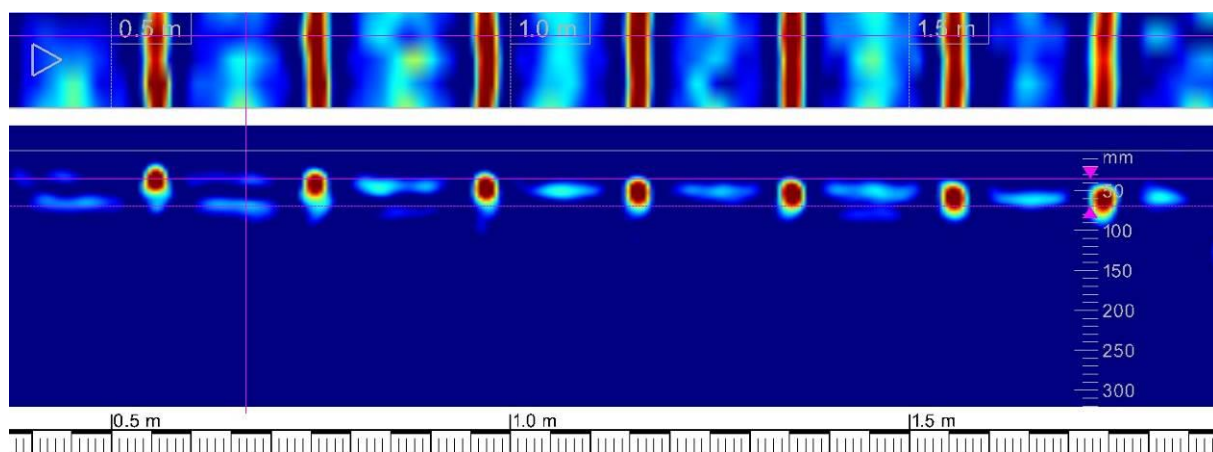
Z uvedeného příkladu je zřejmé, že odhad průměru výztuže může být s novým přístrojem Profometer PM-6 (600, 630 nebo 650) poměrně přesný. Musí být však splněny základní podmínky měření, což v praxi bývá obtížné. Měření průměru lze upřesnit kalibrací na modelu, případně prostřednictvím sekané sondy a změřením skutečného průměru.

4.5 RADAR

Metoda georadaru (označovaná GPR – Ground Penetrating Radar) je založená na principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů o frekvenci v řádu stovek MHz až jednotek GHz do zkoumaného prostředí a analýze registrovaných odrazů od překážek. Volba frekvence a velikosti antén závisí na hloubce dosahu a velikosti registrovaných předmětů – čím větší dosah, tím menší rozlišovací schopnost [3].

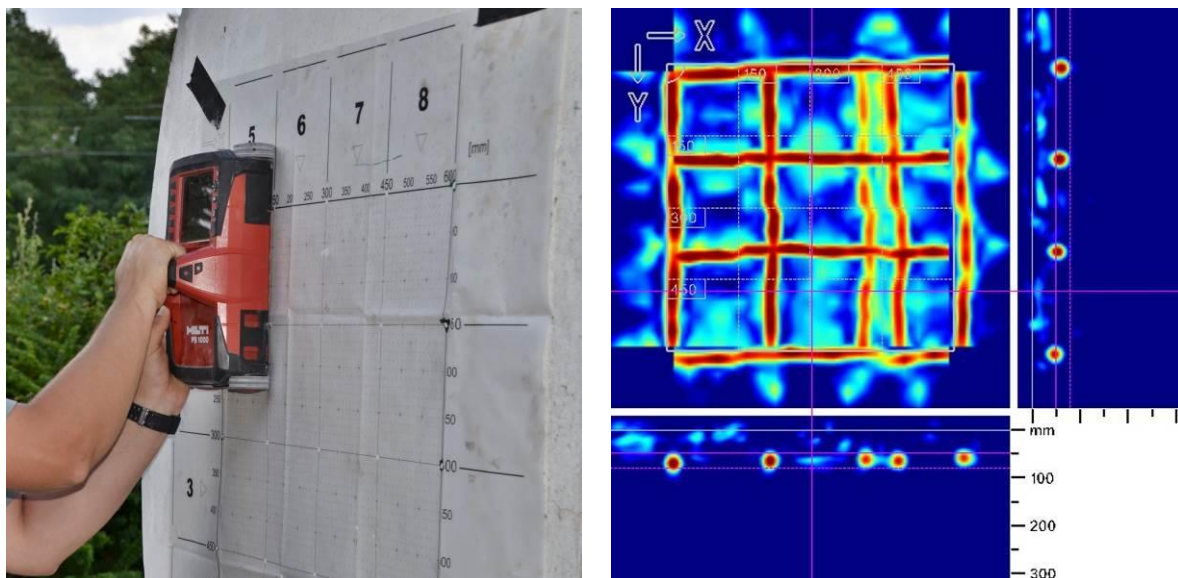
Pro účely této práce byl využit přístroj Hilti PS1000 – X SCAN, vyvinutý tradičním výrobcem vrtací techniky firmou Hilti zejména pro účel lokalizace výztuže při vrtání. Vysoké rozlišovací schopnosti byl uzpůsoben dosah (pouze 300 mm, později zvětšený na 400 mm). Díky třem anténám o frekvenci 1,5 GHz a konstrukci pojezdu umožňuje radar lokalizovat polohu objektů ve směru pojezdu s přesností ± 10 mm; přesnost určení krytí závisí na hloubce výztuže a nastavených parametrech betonu. Díky konstrukci přístroje, systému koleček napojených na měřič dráhy (stačí pouze jedno ze čtyř koleček v záběru), inteligentnímu softwaru (např. nezáleží na otočení přístroje) a šablonám pro měření ploch se jedná zřejmě o první georadar, se kterým může pracovat řadový technik v podmínkách stavby [2, 9].

Přístroj pracuje v několika režimech – liniového nebo plošného skenování, kdy výsledek je prostřednictvím softwaru zobrazován v podobě řezů nebo pohledů včetně 3D zobrazení. Liniový sken může být prováděn v délce až 10 m, přičemž okamžitě nebo s registrací zobrazuje výztuže v řezu – viz Obr. 23.



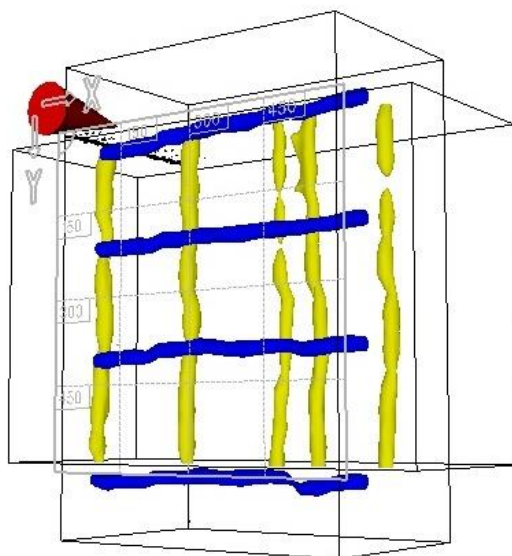
Obr. 23 Ukázka výstupu liniového skenu – v dolní části je znázorněn řez výztuží s možností odečtení krytí, v horní části je zobrazen pohled na detekované výztuže

K provádění plošných skenů se na povrch konstrukce připevní papírová šablona o rozměrech 600×600 mm nebo 1200×1200 mm – viz Obr. 24.



Obr. 24 Skenování výztuže v ploše 600 × 600 mm s pomocí papírové šablony přilepené na konstrukci (vlevo), výstupem je zobrazení výztuže v pohledu i v obou řezech (vpravo)

Sofistikovaný software přístroje umožňuje další práci s uloženými daty, včetně prostorového zobrazení (Obr. 25), které umožňuje lépe znázornit výztuže blíže u povrchu v jednotlivých vrstvách.



Obr. 25 Ukázka prostorového zobrazení s barevným odlišením vodorovné a svislé výztuže a s možností libovolného natočení obrazu

Metoda georadaru se díky přístroji Hilti PS 1000 stala jednou z hlavních metod pro lokalizaci výztuže v železobetonových konstrukcích. V kombinaci s elektromagnetickým indikátorem Profometer PM-6 se stala alternativou ke stále méně používané metodě radiografické.

5 VYUŽITÍ TVRDOMĚRNÝCH METOD V DIAGNOSTICE BETONU

Tvrdoměry patří k tradičním a zřejmě nejvíce rozšířeným metodám pro zkoušení betonu v konstrukcích. Uvádět zde příklady využití klasického tvrdoměru Original Schmidt by bylo tak trochu nošením dříví do lesa, neboť se jedná o metodu používanou již 60 let, a proto je pozornost věnována spíše moderním přístrojům typu Silver Schmidt. Přesto je první článek kapitoly věnována problematice diagnostiky konstrukcí pomocí tradičních tvrdoměrů z hlediska faktorů ovlivňujících výsledky zkoušek na starých i nových konstrukcích.

5.1 PŘÍKLADY OVLIVNĚNÍ VÝSLEDKŮ TVRDOMĚRNÝCH ZKOUŠEK

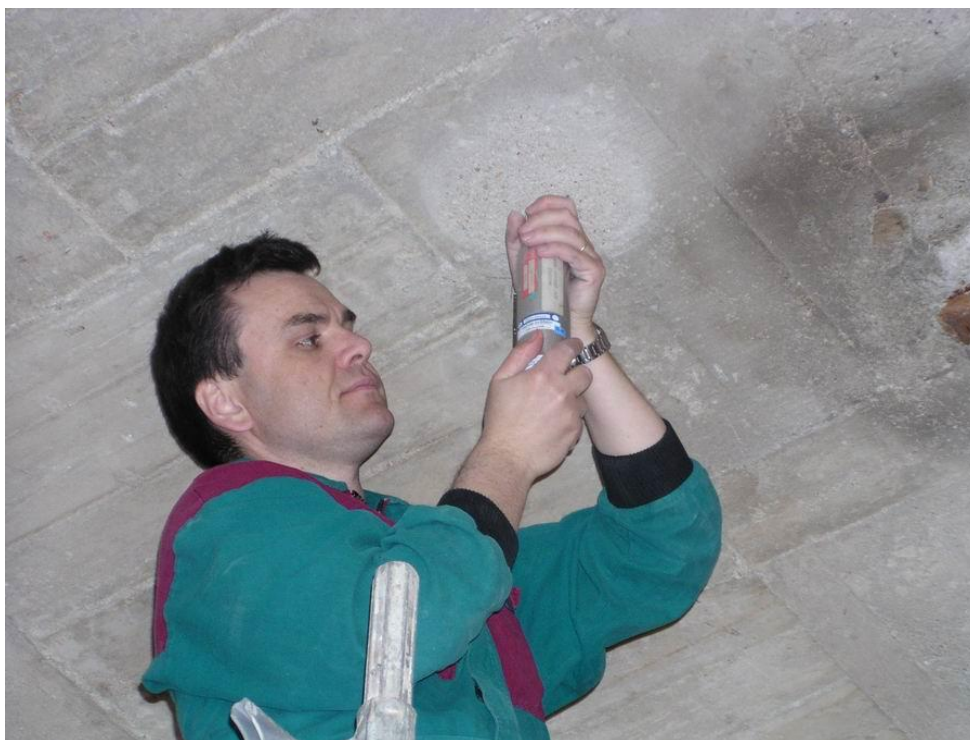
5.1.1 Průzkum železobetonové desky z dolní strany

Při rekonstrukci objektu zůstala původní železobetonová prostě uložená střešní deska se světlým rozpětím 6,06 m, nad níž došlo k vybudování zcela nové mírně šikmé střechy. Stará deska (Obr. 26) měla unést pouze sebe samu, ovšem těsně před kolaudací vyvstaly pochybnosti o její spolehlivosti, neboť byl zpozorován její zvýšený průhyb a trhliny o šířce cca 1 mm (ovšem nikoliv kolmo na hlavní výztuž, ale rovnoběžně s ní). Úkolem tedy bylo zjistit vyztužení desky a kvalitu betonu pro statický přepočet.



Obr. 26 Pohled na prostě uloženou desku nosné konstrukce

Na stropní desce byla zjišťována pevnost v tlaku betonu nedestruktivně tvrdoměrem Schmidt L (Obr. 27) na minimálním počtu 16 zkušebních míst, neboť se jednalo o malou plošnou konstrukci s plochou cca 40 m² (objem konstrukce 8 m³). Díky tomu postačily na upřesnění pouze 3 odebrané jádrové vývrty. Při zkoušení ovšem došlo k několika problémům:



Obr. 27 Provádění tvrdoměrných zkoušek na dolním povrchu prostě uložené stropní desky

- Konstrukce byla přístupná pouze z dolní (tažené) strany, neboť nově vybudovanou střechu nebylo možné poškodit; přitom pro přepočet je důležité stanovit vlastnosti betonu v rozhodujících částech prvku, v tomto případě na horní (tlačené) straně průřezu.
- Dolní povrch betonu byl velmi špatný, odrazy tvrdoměrem Schmidt N byly tak nízké, že nešly vyhodnotit podle kalibračního vztahu v ČSN 73 1373 [50]. Z toho důvodu byl použit tvrdoměr Schmidt L s menší energií úderu a rovněž s mírně posunutou kalibrační křivkou směrem k nižším pevnostem. Ve skutečnosti je tvrdoměr Schmidt L určen pro zkoušení tenkostěnných konstrukcí, jeho použití na horší betony není zcela korektní.
- Upřesnění na vývrtech bylo v době zkoušení ztíženo nepřístupností bočního nebo horního povrchu. V současnosti je již vrtací technika přizpůsobena odběrům vzorků kolmo nahoru – s odstáváním vody, aby nedošlo k zatečení do vrtacího zařízení.

Výsledky tvrdoměrných zkoušek vyšly velmi nízké – průměrná **neupřesněná** pevnost v tlaku byla 20 MPa, díky velkému rozptylu a nerovnoměrnosti betonu vyšla charakteristická pevnost v tlaku pouze 11,7 MPa. Očekávalo se, že z důvodu karbonatce betonu by po upřesnění vyšla pevnost v tlaku betonu ještě výrazně nižší (často bývá poloviční). Nejen z tohoto důvodu bylo rozhodnuto o odběru vzorků betonu. Jak již bylo konstatováno, v době ještě nedávno minulé byl odběr vzorků betonu z dolního líce značně problematický. Přesto se podařilo (za cenu zničení vrtáku) odebrat vzorky betonu pro upřesnění alespoň ze dvou míst, kde pevnost betonu tvrdoměrem vycházela nejnižší a nejvyšší. O tom, že provedení vývrtů bylo pro posouzení konstrukce důležité, svědčí fotografie vzorků na Obr. 28.



Obr. 28 Dokumentace vývrtu z místa s nejnižší pevností v tlaku z NDT zkoušek – povrch betonu je degradovaný, hloubka karbonatace dosáhla 90 mm

Po provedení jádrových vývrtů se ukázalo, že beton v dolní (tažené) části průřezu desky je degradován a má výrazně horší vlastnosti včetně pevnosti v tlaku než v oblasti tlačené. Po upřesnění nedestructivních zkoušek byl beton desky zatříděn do pevnostní třídy C 12/15, načež stropní deska vyhověla z hlediska únosnosti. Jelikož stav betonu na lící straně (v tažené oblasti) nebyl dobrý vzhledem ke karbonataci do hloubky 40 až 90 mm a krytí výztuže bylo minimální (od 0 do 5 mm), bylo doporučeno provést sanaci dolního líce desky.

Je velmi důležité zkoušet vlastnosti konstrukce tam, kde jsou rozhodující pro její únosnost. V tomto případě se ukázalo, že beton v tažené části byl výrazně horší, než v části tlačené. Často však bývá situace naprosto opačná a předem nelze vyloučit žádnou alternativu.

5.1.2 Vliv povrchové úpravy

Norma pro tvrdoměrné zkoušení ČSN 73 1373 [50] jasně říká, že povrch betonu se musí vybrousit až na jeho strukturu. Pouze v případě hladkých povrchů a pevností v tlaku betonu nad 40 MPa se může zkoušet povrch bez úpravy (myšleno však u nového betonu). U starších konstrukcí se setkáváme s celou řadou případů, kdy je na povrchu zcela jiný materiál než uvnitř prvku. Několik případů je uvedeno na následujících obrázcích. Na Obr. 29 je patrná dvojice vybroušených míst. Nejprve pracovník připravující zkušební místo odstranil broušením vápenocementovou omítku a vybrousil „beton“ až na jeho jemnozrnnou strukturu (vpravo). Při zkoušení tato vrstva vykazovala velmi vysoké hodnoty odrazů a tím pádem i vysoké pevnosti.

Ve skutečnosti se však jednalo o další vrstvu omítky, tentokrát cementové, po jejímž odstranění se ukázal skutečný velmi špatný beton sloupu i s „hnízdem“ (vlevo).



Obr. 29 Dvojice míst pro tvrdoměrné zkoušky betonu na sloupu, kdy nejprve došlo pouze k vybroušení vrstvy cementové omítky (vpravo), teprve poté k vybroušení až na strukturu skutečného betonu sloupu (vlevo)

Je zřejmé, že k této situaci by nemělo dojít, neboť kvalifikovaný zkušební technik s alternativou úpravy povrchu počítá. Přesto se v praxi setkáváme velmi často se situací, že ačkoliv zpráva o průzkumu hovoří o značném počtu zkušebních míst, na povrchu konstrukce nejsou žádné výrazné stopy po broušení povrchu. Takovým případem byla i zpráva o zkoušení betonové klenby kanalizační stoky v Brně, nad níž měla být postavena budova. Dle výsledků tvrdoměrných zkoušek betonu provedených na povrchu stoky vycházela pevnost v tlaku betonu od 30 MPa do 45 MPa, pevnostní třída byla určena jako C 16/20 na stranu bezpečnou, což při předpokládané tloušťce klenby mělo být naprosto dostatečné. Správce stoky s tímto výsledkem nesouhlasil a objednal si posouzení u Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně. Jádrový vývrt fotograficky dokumentovaný na Obr. 30 snad ani nepotřebuje obsáhlý komentář – půl metru kvalitního betonu třídy minimálně C 16/20 se jaksi srazilo na 20 mm cementové mazaniny na vnitřním povrchu.



Obr. 30 Kontrolní vývrt betonovou klenbou stoky v místě, kde podle zprávy o průřezu mělo být 0,50 m betonu pevnostní třídy C 16/20

Specifický případ je dokladován na Obr. 31. V rámci průřezu objektů nad trasou Královopolských tunelů byly vyhodnocovány výsledky tvrdoměrných zkoušek betonu sloupů.



Obr. 31 Vzorek betonu odebraný z nosného sloupu s jemnozrnnou vrstvou na povrchu, což byl torkret provedený v minulosti v rámci statického zajištění sloupů – vpravo fotografie sloupu po obnažení zesílení prostřednictvím ocelové bandáže v rozích

Po odběru vzorků pro upřesnění tvrdoměrných zkoušek se ukázalo, že na povrchu je vrstva torkretu o tloušťce přibližně 30 mm. Po odsekání povrchové vrstvy se objevila ocelová bandáž sloupu, o které neměl správce objektu žádné informace.

Kromě výše uvedených příkladů existuje ještě řada dalších. U masivní konstrukce může být beton podélně vrstevnatý, což znamená, že vlastnosti betonu v jádře průřezu jsou jiné (často horší), než je tomu u povrchové vrstvy. Souviselo to se způsobem hutnění – pokud byl beton hutněn údery palicí do bednění, pak je na povrchu výrazně lépe zhutněný než uvnitř. Samozřejmě nelze vyloučit ani opačný efekt při hutnění ponornými vibrátory, kdy uvnitř je beton hutný a na povrchu horší z důvodu husté výztuže. Vždy pracujeme pouze s určitou pravděpodobností, přičemž **žádnou možnost nelze předem zcela vyloučit** – to je zřejmě jedna z **hlavních zásad diagnostiky konstrukcí**. Řešením je kombinace tvrdoměru s jinou metodou, alespoň ultrazvukovou, nejlépe však s jádrovými vývrty.

U starších mostních konstrukcí se můžeme rovněž setkat s tzv. předsádkou, což je vrstva kvalitního betonu na povrchu, která byla vytvořena současně s jádrem prvku (povysouváním plechu ve vzdálenosti cca 50 mm za bedněním za současného hutnění obou druhů betonu a jejich vzájemného propojení) za účelem ochrany horšího betonu v jádru.

Dalším z případů betonu s odlišnými vlastnostmi na povrchu je např. beton protěplováný.

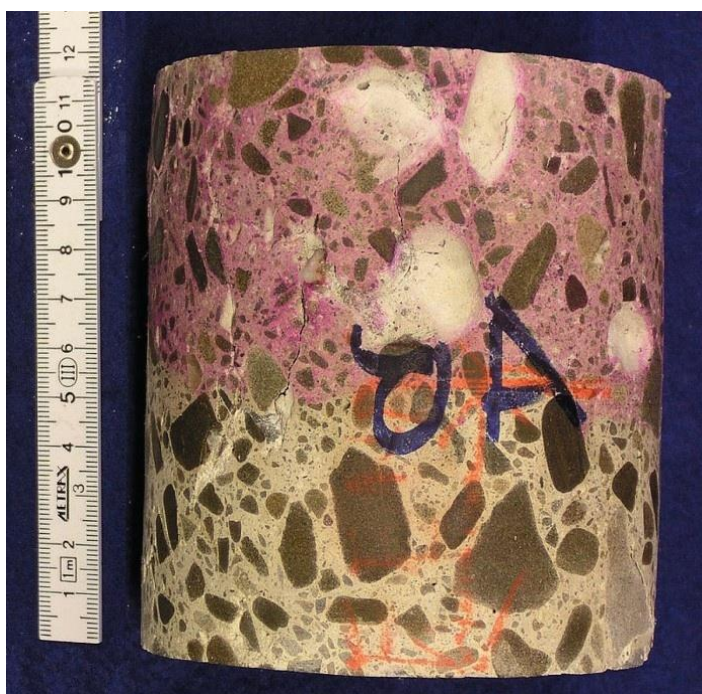
5.1.3 Vliv karbonatace povrchu a kvality kameniva

Povrch betonu může být působením vzdušného CO₂ zkarbonatován. Tvrdost povrchu je pak obvykle vyšší, než by odpovídalo betonu pod povrchem. Jedním z řešení je obroušení betonu až na zdravé jádro, které má pH > 9,5, což je však efektivní maximálně do hloubky 20 mm od povrchu.

Karbonataci betonu je přisuzováno značné ovlivnění výsledků tvrdoměrných zkoušek, kdy součinitel upřesnění vyjadřující poměr mezi výsledky destruktivních a nedestruktivních zkoušek se často pohybuje v rozmezí 0,4 až 0,7! To znamená, že tvrdoměrné zkoušky značně nadhodnocují pevnost v tlaku. Ovšem ve skutečnosti u starších betonových konstrukcí je pouze část tohoto nadhodnocení ovlivněna karbonatací, neboť se zde uplatňuje ještě vliv nekvalitního těženého nepraného kameniva s velkým obsahem jílovitých částic. Takový beton je charakteristický nižší soudržností kameniva a tmelu, což se projevuje nižší pevností v tlaku, neboť dochází k odlupování oblázků – viz Obr. 32. Příklad odlupování oblázků nekvalitního kameniva až v průběhu zkoušky pevnosti v tlaku je uveden na Obr. 33, paradoxně právě v souvislosti s karbonatací betonu a zpevněním povrchové vrstvy.



Obr. 32 Jádrový vývrt z betonu vyrobeného v roce 1915 se rozlomil v místě velkého zrna nekvalitního nepraného těžného kameniva; toto nekvalitní kamenivo má značný vliv na snížení pevnosti betonu v tlaku, ovšem na tvrdost betonu takový vliv nemá



Obr. 33 Zkušební těleso z betonu s karbonatací do hloubky 60 mm, k jehož porušení došlo v části s $pH > 9,5$ (červenofialová barva od fenolftaleinového činidla), přičemž jsou jasně patrné odloupnuté oblázky z povrchu betonu

5.1.4 Zhodnocení vlivů na tvrdoměrné zkoušky betonu

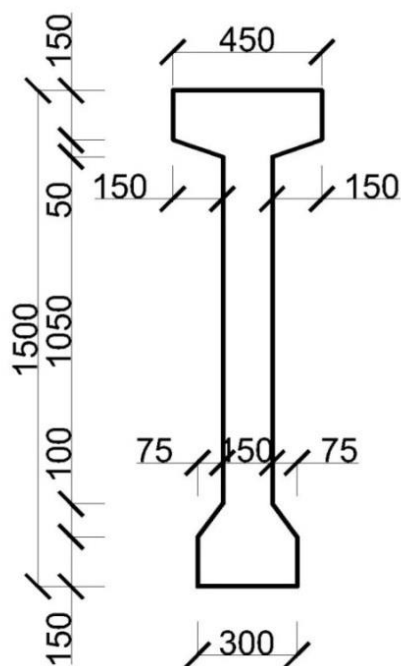
Z výše uvedených skutečností plyne, že v rámci průzkumů starších konstrukcí v podstatě u žádného betonu nelze pevnost v tlaku stanovit pouze na základě tvrdoměrných zkoušek vyhodnocených podle obecného kalibračního vztahu. Vždy je nutné použít upřesnění prostřednictvím zkoušek na tělesech vyrobených z jádrových vývrtů, přičemž i počet vývrtů by měl být dostatečný.

5.2 VYUŽITÍ TVRDOMĚRŮ PŘI ZKOUŠKÁCH PŘEDPJATÝCH VAZNÍKŮ

V předchozí části byly rozebrány problémy při tvrdoměrném zkoušení starších konstrukcí, které souvisejí zejména s nutností úpravy jejich povrchu broušením. Podstatně výhodnější je využití tvrdoměrných zkoušek pro zjištění vlastností betonu nových konstrukcí, neboť jejich hladký povrch není nutné výrazně brousit, maximálně se ručním brouskem odstraňuje cementové mléko. Následují dva typické příklady tvrdoměrného zkoušení nových konstrukcí.

5.2.1 Popis vazníku

V praxi jsou odrazové tvrdoměry typu Schmidt často využívány pro stanovení okamžiku, kdy má předem předpjatý prvek dostatečnou pevnost v tlaku a lze do něj vnést předpětí. Typickým příkladem je využití tvrdoměru Schmidt N při výrobě předpjatého vazníku typu V03, vyráběného v polouzavřené hale firmy ŽPSV a.s. v Liticích – viz Obr. 34. Měření se provádělo v rámci diplomové práce J. Mikulce [37].



Obr. 34 Zkoušený předem předpjatý vazník V03 po odbednění, vpravo příčný řez střední částí vazníku [37]

Vazníky V03 mají tvar písmene I, jejich délka je 25,346 m a výška 1,500 m. Kromě betonářské výztuže B500 je ve spodní pásnici napnuto 8 předpínacích lan S7-15,5 ve dvou řadách, každé napnuté silou 180 kN. Po vybetonování betonem pevnostní třídy C 60/75 se

forma přikryje plachtou a čeká se na dostatečné vytvrnutí betonu, což v zimním období může trvat až 48 hodin. Požadovaná pevnost v tlaku betonu pro vnesení předpětí je 48 MPa. Nárůst pevnosti betonu přitom nelze stanovit na zkušebních tělesech vyrobených ze stejné záměsi, neboť malé množství betonu v kovové (i plastové) formě zraje zcela jiným způsobem, než beton velkého nosníku přikrytý ve formě. Pevnost betonu se zkouší zprostředkovaně odrazovým tvrdoměrem po odstranění formy na jedné straně. Pokud se zjistí pevnost respektive průměrná hodnota odrazu vyšší než požadovaná (stanovená kalibrací na tělesech), přepálí se lana a do prvku je vneseno předpětí. Vazník je poté převezen k dalšímu zrání na venkovní skládku.

5.2.2 Výroba a zkoušky těles

Pro vytvoření vlastního kalibračního vztahu pro každou materiálovou charakteristiku je zapotřebí minimálně 18 zkušebních těles stejného typu. Zkušební tělesa pro tvorbu kalibračního vztahu se vyrobí nejlépe ze tří záměsí (dodávek) betonu a rozdělí se náhodným způsobem tak, aby v každé zkušební sadě bylo jedno těleso z každé záměsi. Pro kalibrační vztah sloužící ke zjištění nárůstu pevnosti konkrétního druhu betonu byly vyrobeny zkušební krychle o hraně 150 mm, rozdělené do 6 sad po 3 krychlích. Časové intervaly pro měření v počátečním stádiu zrání betonu není vždy možné předem odhadnout, obvykle si pomáháme vizuálním sledováním tvrdosti betonu a sledováním teploty zkušebních těles, ideální je použití ultrazvukové metody.

V tomto konkrétním případě byla zkušební tělesa vyrobena v kovových skládacích formách – Obr. 35. Protože ve výrobě nebyl k dispozici zkušební lis s regulací tlaku, byla zkušební tělesa po částečném zatvrnutí odvezena do zkušební laboratoře FAST VUT v Brně, kde byla následující den odformována a uložena k dalšímu zrání.



Obr. 35 Zkušební tělesa ve tvaru krychle čerstvě vybetonovaná v kovových formách

Při kalibračním měření je zkušební krychle uchycena v lisu, zatížena přibližně na 10 % mezního zatížení a poté se provede měření tvrdoměrem na bočních plochách. Měření tvrdoměrem Original Schmidt N i moderním digitálním Silver Schmidt PC-N je

dokumentováno na Obr. 36. Měření na sadách po třech krychlich proběhlo po 27, 41, 48 a 68 hodinách od výroby. Beton posledních dvou sad těles zrál 6 dnů a 28 dnů.



Obr. 36 Zkoušení těles tvrdoměrem Schmidt N (vlevo) a Silver Schmidt PC-N (vpravo)

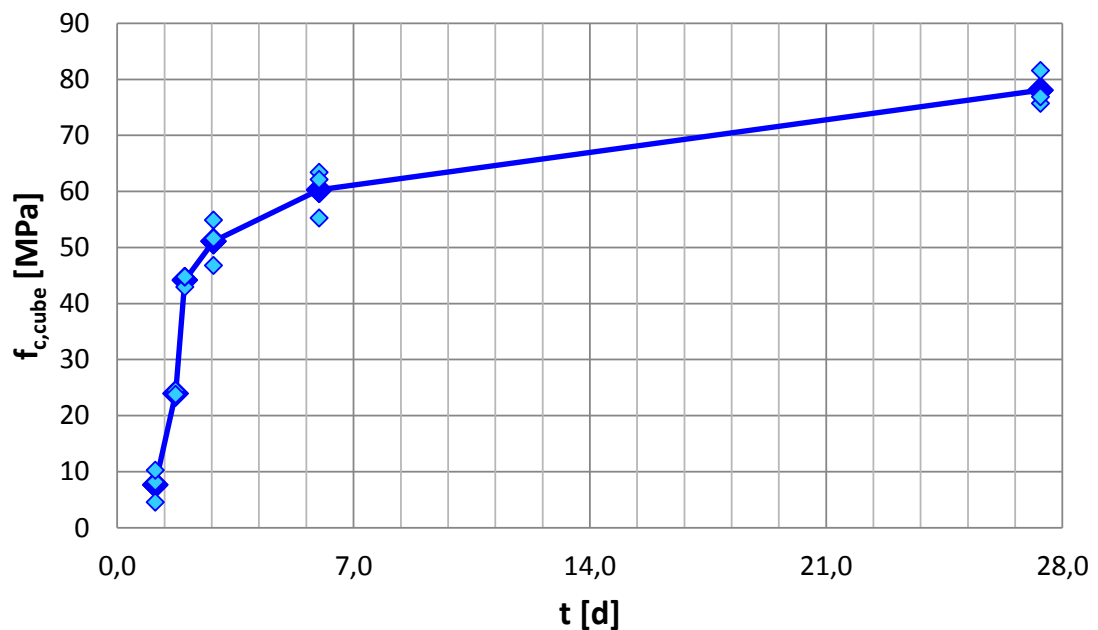
Tab. 13. Na Obr. 38 je graficky znázorněn nárůst pevností v tlaku během kalibračního měření, na Obr. 39 a Obr. 40 jsou graficky znázorněny kalibrační vztahy pro stanovení pevnosti v tlaku betonu vazníku z hodnoty odrazu R tvrdoměru Schmidt N, respektive hodnoty koeficientu vrácené energie Q tvrdoměru Silver Schmidt PC-N.



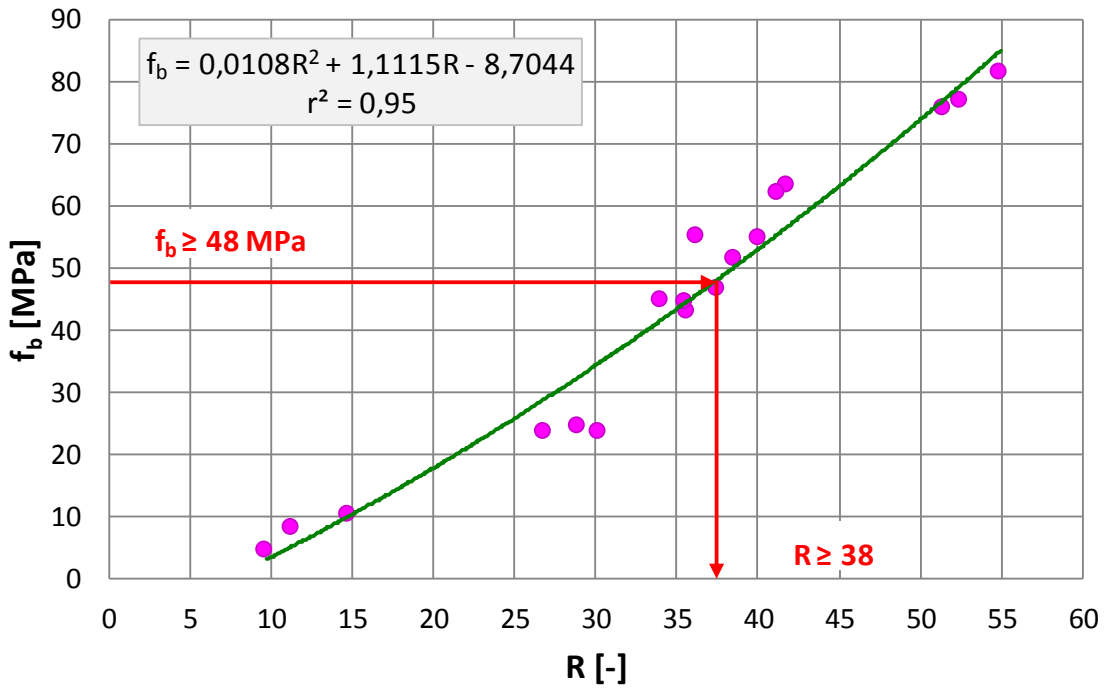
Obr. 37 Zkušební krychle v lisu po stanovení pevnosti v tlaku

Tab. 13 Hodnoty odrazu R tvrdoměru Schmidt N, koeficientu vrácené energie Q tvrdoměru Silver Schmidt PC-N a pevnosti v tlaku $f_{c,cube}$ na zkušebních krychlich

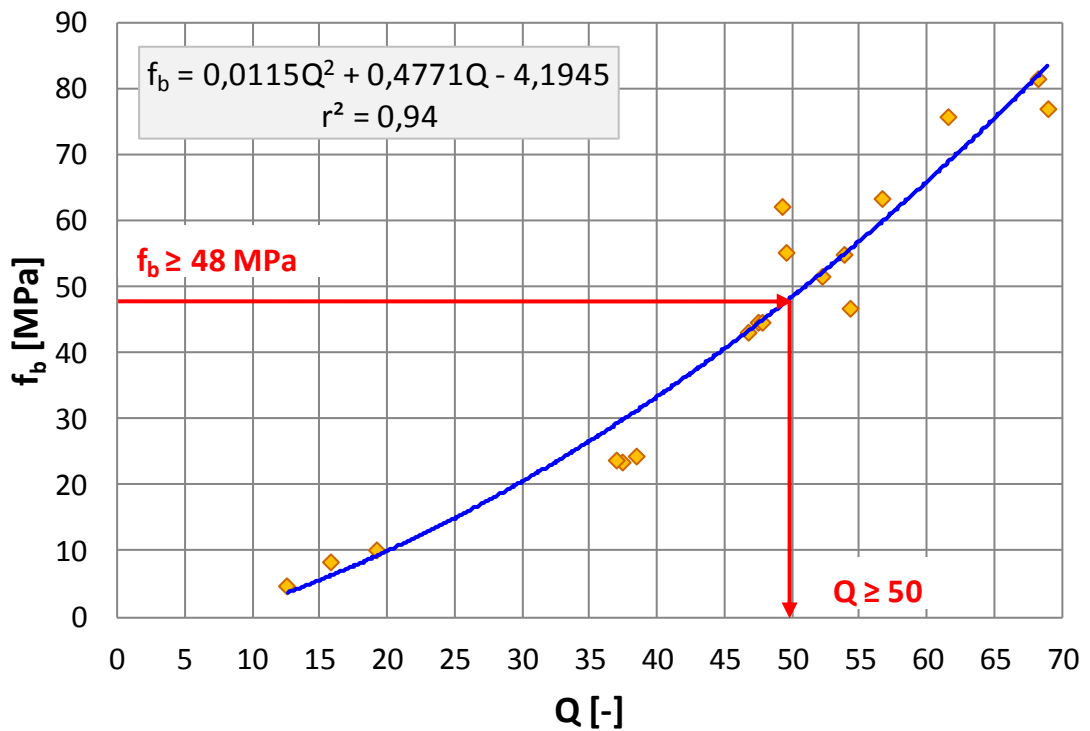
Zkušební těleso	Stáří	R	Q	$f_{c,cube}$ [MPa]	
	[d]	[-]	[-]	jednotlivá	průměrná
K1	1,13	11	15,8	8,2	7,7
K2	1,13	10	12,6	4,6	
K3	1,13	15	19,2	10,3	
K4	1,73	30	37,5	23,6	24,0
K5	1,73	29	38,5	24,5	
K6	1,73	27	37,0	23,8	
K7	2,00	36	46,8	43,0	44,2
K8	2,00	35	47,5	44,7	
K9	2,00	34	47,9	44,8	
K10	2,85	39	52,2	51,7	51,1
K11	2,85	40	53,9	54,9	
K12	2,85	38	55,0	46,8	
K13	5,98	36	49,2	55,3	60,3
K14	5,98	42	56,7	63,4	
K15	5,98	41	49,5	62,2	
K16	27,4	51	61,8	75,7	78,1
K17	27,4	52	69,0	76,9	
K18	27,4	55	68,3	81,6	



Obr. 38 Nárůst pevnosti v tlaku na krychlich v průběhu kalibračních měření, průměrné hodnoty sady těles spojeny přímkami



Obr. 39 Kalibrační vztah pro stanovení upřesněné pevnosti v tlaku betonu f_b z odrazu R tvrdoměru Original Schmidt N



Obr. 40 Kalibrační vztah pro stanovení upřesněné pevnosti v tlaku betonu f_b z koeficientu vrácené energie Q tvrdoměru Silver Schmidt PC-N

5.2.3 Vyhodnocení výsledků zkoušek

Na základě kalibračních měření lze pro daný typ betonu doporučit oba kalibrační vztahy:

$$f_b = 0,0108 R^2 + 1,1115 R - 8,7044 \quad (\text{Original Schmidt N}) \quad \text{Rov. 22}$$

$$f_b = 0,0115 Q^2 + 0,4771 Q - 4,1945 \quad (\text{Silver Schmidt PC-N}) \quad \text{Rov. 23}$$

Pro účely kontroly kvality a zrání betonu vazníků je možné použít oba kalibrační vztahy v celém rozsahu pevností v tlaku od 10 MPa do 80 MPa, nejpřesnější je však ve sledované oblasti od 40 MPa do 50 MPa. Pro určení okamžiku vnesení předpětí jsou z praktických důvodů oba vztahy redukovány pouze na hraniční hodnoty ukazatelů nedestruktivního zkoušení pro minimální požadovanou pevnost v tlaku $f_{c,cube} = 48 \text{ MPa}$:

- Pro Original Schmidt N $R \geq 38$
- Pro Silver Schmidt PC-N $Q \geq 50$

Vazníky se zkouší po odbednění – viz Obr. 41, a pokud hodnoty ukazatelů NDT zkoušek v oblasti dolní pásnice přesáhnou hraniční hodnoty dané kalibrací, může se do vazníku vnést předpětí. Po vyskladnění vazníku na venkovní skládce se pak pomocí kalibračního vztahu může kontrolovat nárůst pevnosti v tlaku betonu v libovolném okamžiku.



Obr. 41 Zkoušení předem předpjatého vazníku tvrdoměrem Silver Schmidt PC-N po odstranění formy (vlevo) a po vyvezení vazníku na venkovní skládku (vpravo)

5.3 MODIFIKACE TVRDOMĚRNÉ METODY PRO ZKOUŠKY HORNÍ VRSTVY PRŮMYSLOVÉ PODLAHY

5.3.1 Popis problému a metodika měření

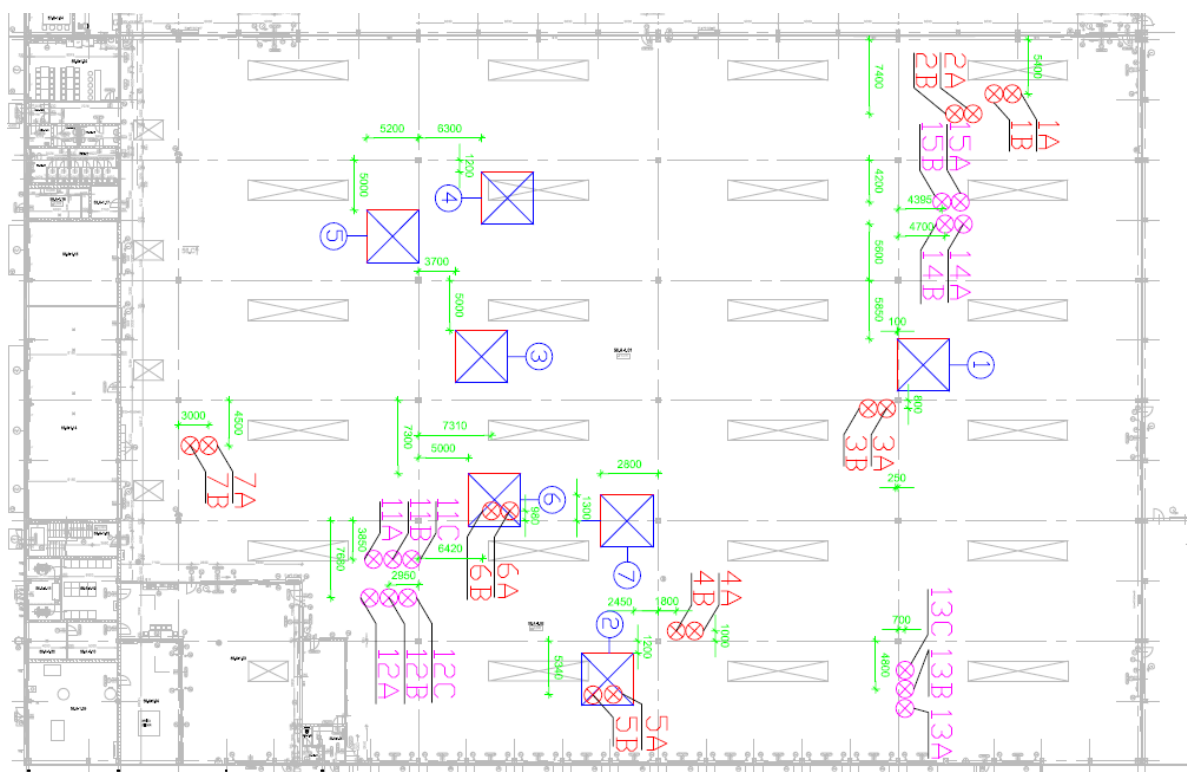
V celé ploše přibližně 8000 m² nově vybetonované průmyslové drátkobetonové podlahy haly (Obr. 42) bylo předchozím průzkumem pomocí akustické trasovací metody zjištěno a křídou zakresleno přibližně 600 míst s lokální nespojitostí horní vsypové vrstvy. Cílem zkoušek bylo objektivním způsobem kvantifikovat rozsah těchto lokálních vad. Po zvážení různých možností byla pro měření zvolena metoda Schmidtova tvrdoměru, ovšem v nejmodernější modifikaci Silver Schmidt PC-N, PC-L, PC-L s hříbovitým nástavcem.

Vlastní měření probíhalo na zkušební rastru 2,0 m × 2,0 m po vzdálenostech 0,2 m nebo 0,1 m (v případě výskytu vad), anebo 1,0 m × 1,0 m po vzdálenostech 0,1 m. Zkušební rastr byl vytvořen z dřevěného rámu vypleteného provazem – viz Obr. 42, aby jej bylo možné přenášet na libovolná místa na konstrukci a okamžitě zkoušet bez nutnosti časově náročného vyměřování a zakreslování rastru na každé ploše zvlášť. Před prvním měřením byla ověřena citlivost přístrojů Silver Schmidt PC-N, PC-L, PC-L s hříbovitým nástavcem (ten je primárně určen pro betony s nižší pevností). Vyhodnocením výsledků bylo zjištěno, že nejstabilnější je měření přístrojem Silver Schmidt PC-N, který má proti typu PC-L trojnásobnou energii úderu. Měření na zkušebních plochách tak bylo prováděno pouze tímto typem přístroje.



Obr. 42 Průmyslová podlaha z drátkobetonu s vrstvou vsypu – vlevo vytyčení rastru pro měření přístrojem Silver Schmidt PC-N, vpravo detail přístroje při zkoušce

Měření koeficientu vrácené energie Q bylo provedeno celkem na 7 zkušebních plochách, označených č. 1 až 7, jejichž rozmístění je patrné ze schématu na Obr. 43. Plochy č. 1 až 6 obsahovaly vady zjištěné předchozím průzkumem akustickou trasovací metodou, zkušební plocha č. 7 byla referenční – bez poruch, bez akustické odezvy.



Obr. 43 Schéma rozmístění zkušebních ploch č. 1 až 7 (vyznačeny modře), na některých zkušebních plochách byly provedeny i jádrové vývrty

Poznámka: V době provádění nedestruktivních tvrdoměrných měření prováděly jiné zkušební organizace na celé podlaze různé jiné zkoušky, většinou částečně destruktivního charakteru – zkoušky přídržnosti, jádrové vývrty. Vypovídací schopnost těchto druhů zkoušek je však omezená – povrchová vrstva v místě lokální nesoudržnosti se totiž poruší již během vrtání, takže výsledkem zkoušky je obvykle konstatování, že již při přípravě zkušebního místa nebo při odběru vzorku došlo k odtržení povrchové vrstvy. Proti tomu nedestruktivní zkoušky umožní lépe zmapovat výskyt lokálních poruch.

5.3.2 Výsledky měření přístrojem Silver Schmidt PC-N na zkušební ploše č. 1

Umístění zkušební plochy č. 1 je patrné ze schématu na Obr. 43. Plocha č. 1 měla rozměr 2,0×2,0 m a nacházely se v ní celkem tři výrazné nespojitosti zakreslené křídou po předchozím akustickém trasování – viz Obr. 44. Výsledky měření koeficientu vrácené energie Q jsou uvedeny v Tab. 14 a ve formě povrchového grafu znázorněny na Obr. 45.

Tab. 14 Výsledky měření koeficientu vrácené energie Q na zkušební ploše č. 1

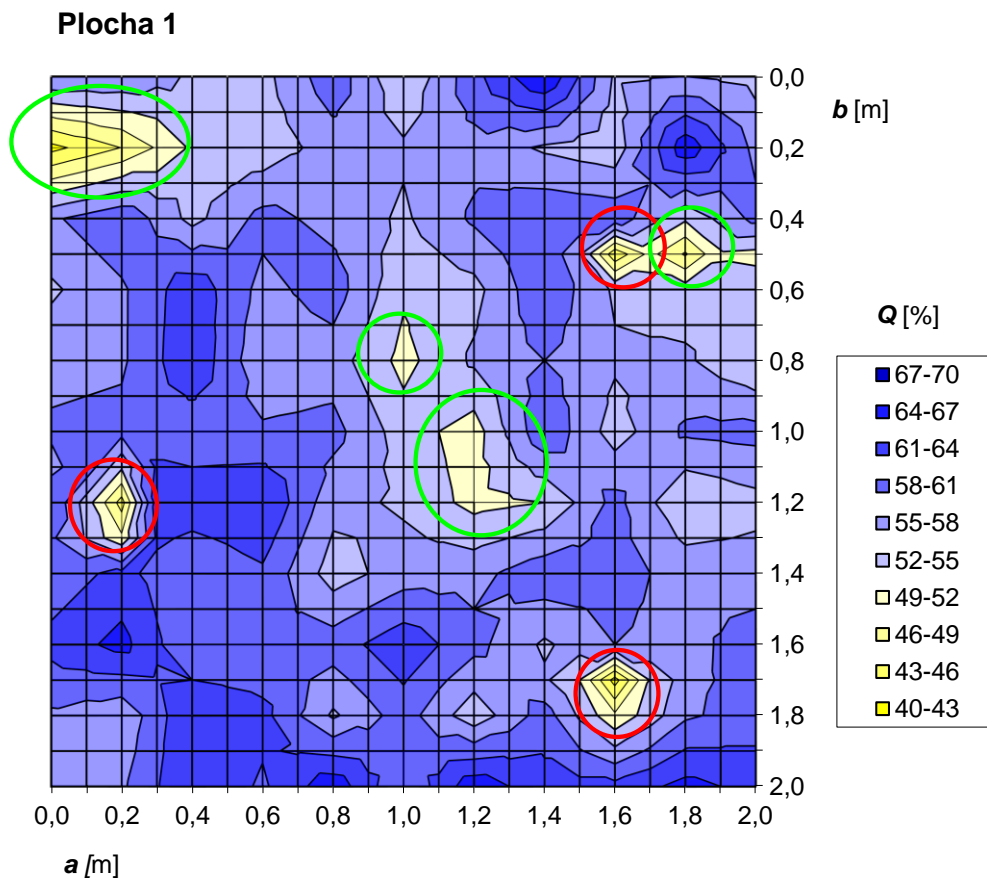
Plocha 1	Koeficient vrácené energie Q [%]										
	Staničení [m]	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,0	58,0	57,8	57,5	56,0	54,5	54,3	54,0	57,0	60,0	56,0	52,0
0,1	50,0	50,9	51,8	52,6	53,5	53,5	53,5	55,9	58,3	56,0	53,8
0,2	42,0	44,0	46,0	49,3	52,5	52,8	53,0	54,8	56,5	56,0	55,5
0,3	49,8	51,5	53,3	53,3	53,3	54,6	56,0	56,4	56,8	55,9	55,0
0,4	57,5	59,0	60,5	57,3	54,0	56,5	59,0	58,0	57,0	55,8	54,5
0,5	56,0	57,5	59,0	58,8	58,5	58,3	58,0	58,1	58,3	55,9	53,5
0,6	54,5	56,0	57,5	60,3	63,0	60,0	57,0	58,3	59,5	56,0	52,5
0,7	55,8	56,6	57,5	60,4	63,3	59,8	56,3	57,1	58,0	54,9	51,8
0,8	57,0	57,3	57,5	60,5	63,5	59,5	55,5	56,0	56,5	53,8	51,0
0,9	57,8	58,0	58,3	59,8	61,3	59,1	57,0	57,4	57,8	55,0	52,3
1,0	58,5	58,8	59,0	59,0	59,0	58,8	58,5	58,8	59,0	56,3	53,5
1,1	57,0	60,0	52,5	61,5	61,0	61,1	61,3	59,4	57,5	55,8	54,0
1,2	61,0	53,5	44,5	62,5	63,0	63,5	64,0	60,0	56,0	55,3	54,5
1,3	58,5	54,5	49,5	61,5	60,5	61,4	62,3	58,5	54,8	55,1	55,5
1,4	59,0	60,5	62,0	60,0	58,0	59,3	60,5	57,0	53,5	55,0	56,5
1,5	60,5	62,0	63,5	60,8	58,0	58,6	59,3	57,9	56,5	58,1	59,8
1,6	62,0	63,5	65,0	61,5	58,0	58,0	58,0	58,8	59,5	61,3	63,0
1,7	59,8	60,0	60,3	60,6	61,0	60,5	60,0	58,5	57,0	59,1	61,3
1,8	57,5	56,5	55,5	59,8	64,0	63,0	62,0	58,3	54,5	57,0	59,5
1,9	56,8	56,6	56,5	60,3	64,0	62,6	61,3	60,8	60,3	59,5	58,8
2,0	56,0	56,8	57,5	60,8	64,0	62,3	60,5	63,3	66,0	62,0	58,0

Tab. 14 Pokračování

Plocha 1	Koeficient vrácené energie Q [%]										
	Staničení [m]	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
0,0	52,0	56,0	60,0	63,5	67,0	60,8	54,5	54,8	55,0	54,5	54,0
0,1	53,8	56,1	58,5	59,6	60,8	57,3	53,8	57,1	60,5	58,0	55,5
0,2	55,5	56,3	57,0	55,8	54,5	53,8	53,0	59,5	66,0	61,5	57,0
0,3	55,0	56,4	57,8	57,6	57,5	57,0	56,5	57,9	59,3	58,6	58,0
0,4	54,5	56,5	58,5	59,5	60,5	60,3	60,0	56,3	52,5	55,8	59,0
0,5	53,5	54,9	56,3	58,4	60,5	55,4	43,5	49,8	45,5	51,5	51,0
0,6	52,5	53,3	54,0	57,3	60,5	57,5	54,5	54,0	53,5	53,8	54,0
0,7	51,8	53,3	54,8	57,0	59,3	57,1	55,0	54,8	54,5	53,8	53,0
0,8	51,0	53,3	55,5	56,8	58,0	56,8	55,5	55,5	55,5	53,8	52,0
0,9	52,3	52,6	53,0	56,1	59,3	56,9	54,5	55,8	57,0	56,3	55,5
1,0	53,5	52,0	50,5	55,5	60,5	57,0	53,5	56,0	58,5	58,8	59,0
1,1	54,0	52,4	50,8	53,5	56,3	56,3	56,3	55,8	55,3	55,9	56,5
1,2	54,5	52,8	51,0	51,5	52,0	55,5	59,0	55,5	52,0	53,0	54,0
1,3	55,5	54,8	54,0	55,0	56,0	57,5	59,0	56,8	54,5	54,9	55,3
1,4	56,5	56,8	57,0	58,5	60,0	59,5	59,0	58,0	57,0	56,8	56,5
1,5	59,8	58,9	58,0	57,6	57,3	57,9	58,5	57,8	57,0	57,5	58,0
1,6	63,0	61,0	59,0	56,8	54,5	56,3	58,0	57,5	57,0	58,3	59,5
1,7	61,3	58,6	56,0	56,1	55,5	51,9	41,5	52,3	56,5	58,3	60,0
1,8	59,5	56,3	53,0	56,3	59,5	54,5	49,5	53,5	57,5	58,5	59,5
1,9	58,8	59,1	59,5	60,1	60,8	58,3	55,8	58,5	61,3	61,3	61,3
2,0	58,0	62,0	66,0	64,0	62,0	62,0	62,0	63,5	65,0	64,0	63,0



Obr. 44 Zkušební plocha č. 1 o velikosti 2,0×2,0 m, tři lokální nespojitosti označené křídou

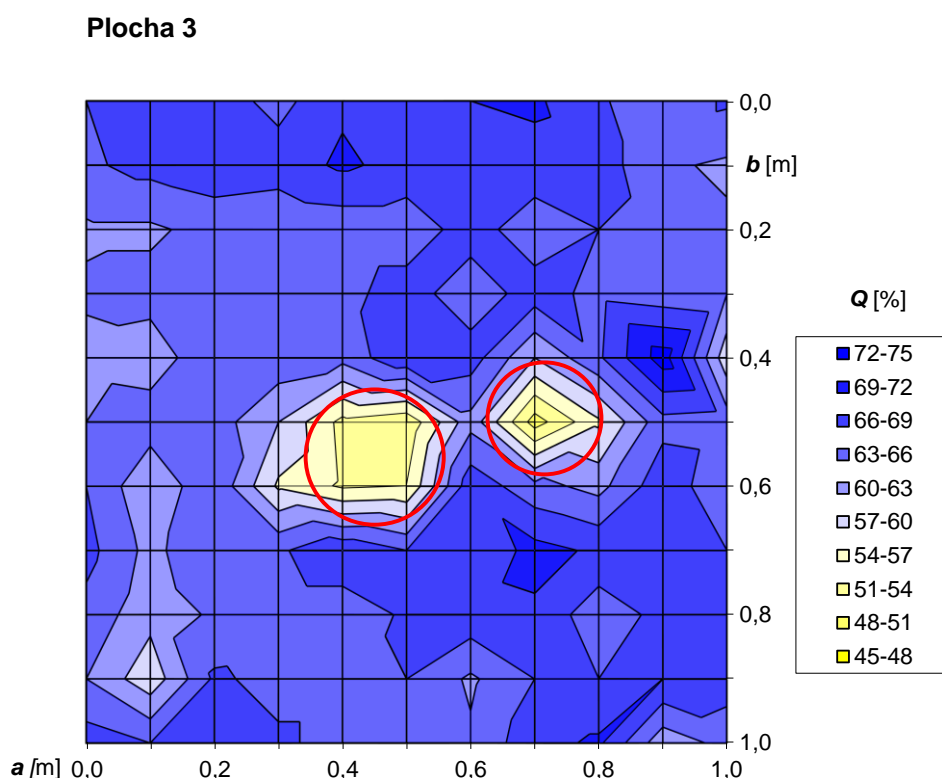


Obr. 45 Grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie (koeficientu Q) – červeně označená místa se shodují s křídou označenými, zeleně označená místa byla zjištěna dodatečně na základě měření přístrojem Silver Schmidt PC-N

Na zkušební ploše č. 1 o rozměrech 2,0×2,0 m bylo v rastru po 0,1 m provedeno měření koeficientu vrácené energie Q . Z vizualizace ploch o různých hladinách Q (Obr. 45) vyplývá, že u všech tří míst označených křídou z předchozího akustického trasování měření tvrdoměrem Silver Schmidt PC-N potvrdilo lokální nespojitost. Kromě toho bylo měřením zjištěno ještě několik dalších míst s problematickou přídržností.

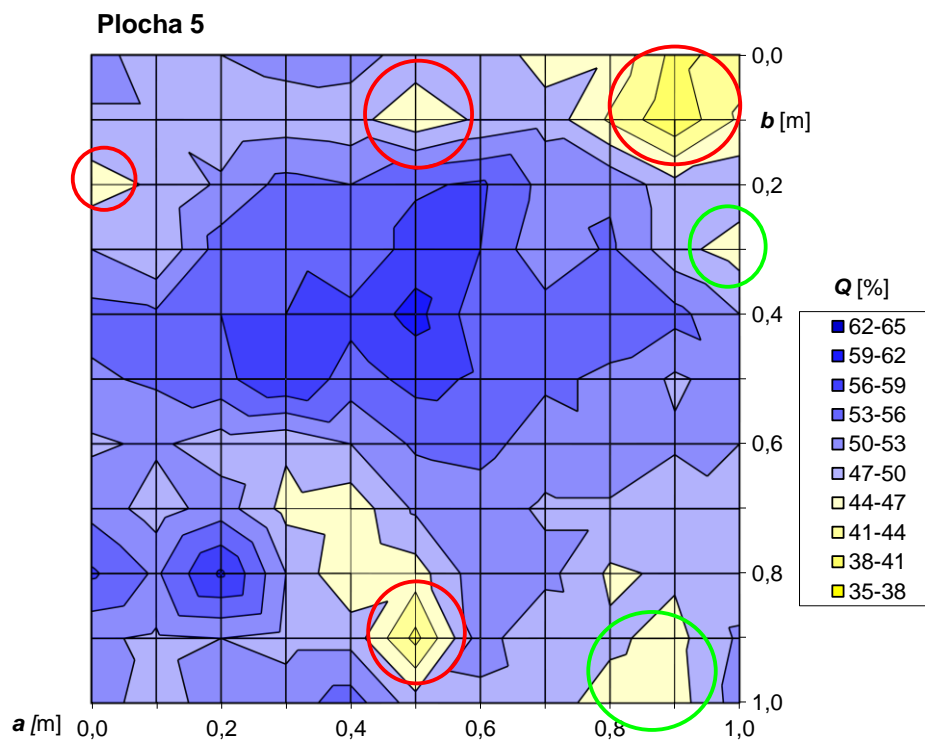
5.3.3 Výsledky měření na dalších vybraných plochách

Kromě plochy č. 1 proběhlo měření i na dalších 5 plochách s vyznačenými poruchami povrchu. Výsledky měření na vybraných plochách č. 3, 5 a 6 jsou znázorněny pouze graficky na Obr. 46 až Obr. 48.

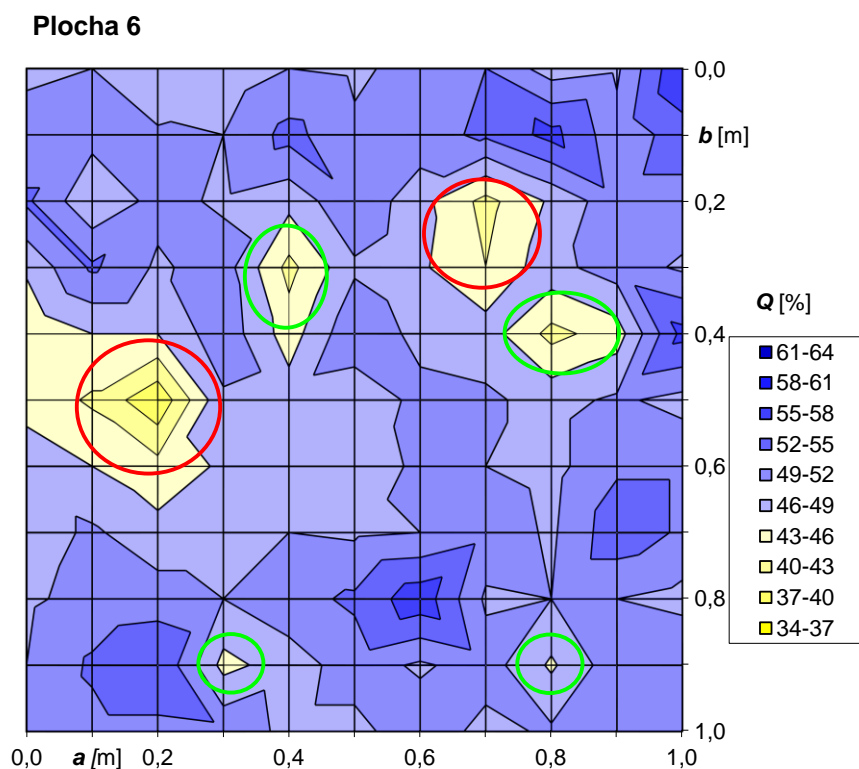


Obr. 46 Grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie Q – červeně zakroužkovaná místa byla lokalizována i akustickým trasováním, naprosto odpovídají výsledkům měření přístrojem Silver Schmidt PC-N

Měření na ploše č. 3 naprosto přesně korespondovalo s výsledky akustického trasování. Na dalších zkušebních plochách č. 5 a 6 (Obr. 47, Obr. 48) se rovněž podařilo identifikovat všechny nespojitosti zjištěné akustickým trasováním a k tomu ještě několik dalších navíc.



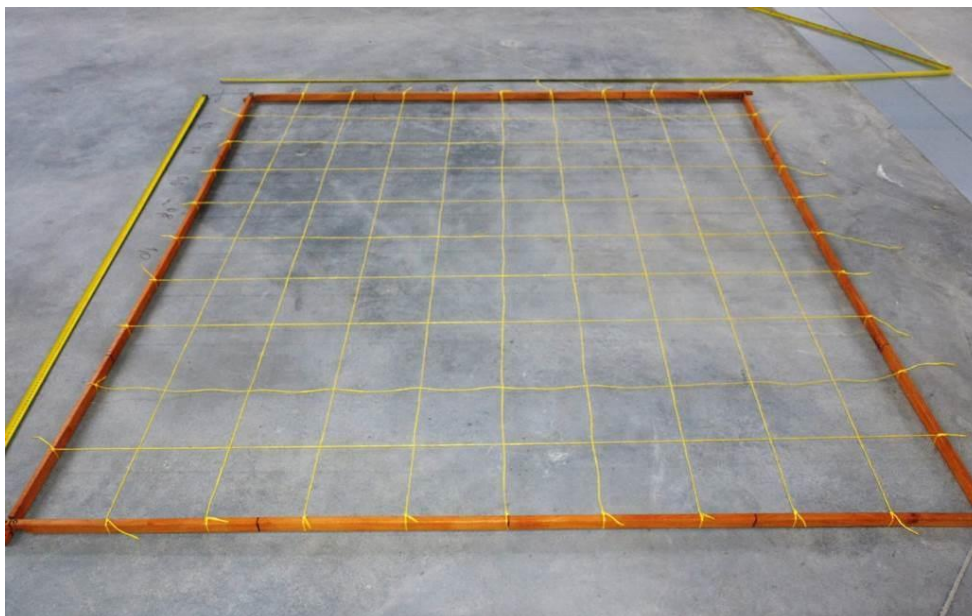
Obr. 47 Zkušební plocha č. 5, grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie (koeficient Q) – kromě míst lokalizovaných akustickým trasováním (červené označení) byly přístrojem Silver Schmidt PC-N zjištěny ještě dvě další nespojitosti (zelené kroužky)



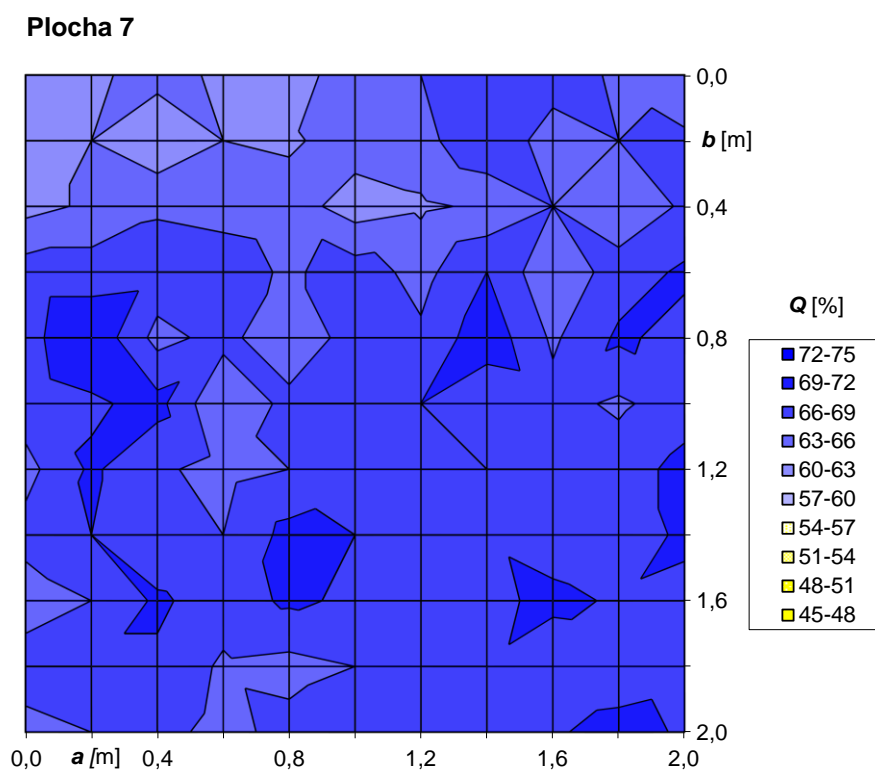
Obr. 48 Zkušební plocha č. 6, graf oblastí s různou mírou vrácené energie Q – červeně označená místa byla zjištěna akustickým trasováním, zeleně označená místa navíc tvrdoměrem

5.3.4 Výsledky měření na referenční ploše č. 7

Kromě šesti ploch s jasnými poruchami byla pro ověření citlivosti metody vybrána ještě referenční plocha č. 7 o rozměrech 2,0×2,0 m (Obr. 49) bez jakékoliv známky poškození. Výsledky měření koeficientu Q na této ploše jsou znázorněny graficky na Obr. 50.



Obr. 49 Referenční zkušební plocha č. 7 o velikosti 2,0×2,0 m, bez poškození povrchu



Obr. 50 Grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie Q na referenční zkušební ploše č. 7 – na ploše nebyly zaznamenány žádné nespojitosti nášlapné vrstvy

Na zkušební ploše č. 7 o rozměrech 2,0×2,0 m bylo provedeno měření koeficientu vrácené energie Q v rastru po 0,2 m. Z vizualizace různých hladin Q vyplynulo, že v celé ploše se nevyskytovalo žádné vadné místo, kde by došlo k většímu útlumu energie odrazu tvrdoměru Silver Schmidt PC-N. Navíc zde byla zjištěna vyšší tvrdost vsypové vrstvy než např. na zkušebních plochách č. 5 a 6.

5.3.5 Zhodnocení výsledků měření vrstvy vsypu průmyslové podlahy

Na sedmi zkušebních plochách nově vybetonované průmyslové podlahy ve výrobní hale bylo před odstraněním betonu provedeno měření pomocí tvrdoměru Silver Schmidt PC-N. Účelem měření bylo potvrdit a objektivně kvantifikovat výskyt vad horní vrstvy podlahy, respektive nespojitost vsypu s betonem desky.

Zkušební plochy byly vybrány náhodným způsobem, avšak tak, aby zahrnovaly vady zjištěné předchozím průzkumem pomocí akustického trasování. Tato místa byla přímo na podlaze vyznačena bílou křídou, případně zde již byly realizovány jádrové vývrty. Pouze zkušební plocha č. 7 neobsahovala zjevné vady a sloužila jako plocha referenční pro ověření citlivosti metody.

V průběhu testování se ukázalo, že ačkoliv nelze zcela přesně vyčíslit vliv různé tloušťky a různé tvrdosti vsypové vrstvy, je metoda dostatečně citlivá na výskyt nespojitostí, což se v praxi projevuje spotřebováním většího množství energie úderu, neboli poklesem hodnoty koeficientu vrácené energie Q. Lepší výsledky přitom byly dosaženy s typem PC-N, který má třikrát větší energii úderu než typ PC-L.

Výsledky měření tvrdoměrem Silver Schmidt PC-N byly zpracovány tabelárně a graficky. Prakticky na všech místech s výrazně odlišnou akustickou odezvou došlo k poklesu koeficientu vrácené energie Q, čímž došlo k prokázání výskytu vad ve spojení vsypové vrstvy s betonovou deskou a navíc k jejich lepší kvantifikaci. Kromě předem označených vad se však měřením podařilo objevit ještě řadu dalších lokálních vad, které však měly většinou menší rozsah, než vady označené v rámci akustického trasování. Citlivost metody byla ještě ověřena měřením na nepoškozené referenční ploše, kde skutečně žádné vady nebyly zaznamenány.

V tomto konkrétním případě došlo na příkaz investora k vybourání podlahy v celé hale o ploše 8000 m², zkoušky tvrdoměrem posloužily pouze jako důkazní materiál o nekvalitně provedené vsypové vrstvě. Do budoucna by však bylo možné tuto metodiku využít k průběžné kontrole kvality prováděné podlahy, aby se podobným škodám zabránilo.

6 ULTRAZVUKOVÁ METODA V DIAGNOSTICE KONSTRUKCÍ

Na následujících čtyřech příkladech je dokladována užitečnost ultrazvukové impulzové metody při diagnostice a zkoušení konstrukcí. Každý z příkladů je zaměřen na jinou vlastnost betonu – rovnoměrnost, modul pružnosti, pevnost v tlaku s upřesněním na vývrtech a konečně defekty a mikrotrhliny ve struktuře. Rovněž sledované prvky a části konstrukcí jsou velmi rozmanité.

6.1 KONTROLA ROVNOMĚRNOSTI BETONU OBÁLKY CYKLOTRONU

6.1.1 Popis prvku

Předmětem měření bylo zjištění rovnoměrnosti betonu prefabrikátu – obálky cyklotronu (viz Obr. 51). Jedná se o prvek vyrobený z těžkého hutného betonu za použití magnetitového kameniva, který sestává ze dvou částí vzájemně do sebe zapadajících tak, aby ve všech místech byla dodržena stejná tloušťka betonu.



Obr. 51 Pohled na desku nosné konstrukce s vyznačenými liniemi skenování výztuže

Betonáž probíhala v opačné poloze, takže plocha, na které dílec stojí, tvořila horní povrch, jak je patrné z armokoše na Obr. 52. Výhodou pro měření byla identická tloušťka všech stěn prvku (300 mm) a přístupnost protilehlých povrchů, nevýhodou poměrně komplikovaný tvar v horní části dílce (při betonáži dolní) a přítomnost husté výztuže zejména v horní části dílce a v bočních stěnách. Zkoušení prvku proběhlo velmi brzy po vybetonování, ve stáří 14 dnů.



Obr. 52 Pohled na zkoušený prvek zezadu – v dolní části (při betonáži se jednalo o horní povrch) je patrný technologický otvor, na foto vpravo armokoš

6.1.2 Zkušební metoda a postup

Vzhledem k charakteru zkoumaného dílce bylo zřejmé, že pro zjištění rovnoměrnosti je zapotřebí zvolit některou z nedestruktivních metod. Rovnoměrnost betonu konstrukce je charakteristika betonu, při které jsou rozdíly sledované vlastnosti tak malé, že se dají vyjádřit jednou hodnotou, obvykle průměrnou. Rovnoměrnost betonu lze podle ČSN 73 2011 [46] stanovit na základě těchto vlastností:

- Pevnosti v tlaku.
- Pevnosti v tahu.
- Rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění.
- Objemové hmotnosti.

Přesné stanovení objemové hmotnosti by bylo možné pouze gravimetricky, na odebraných tělesech. Využití radiometrie v tomto případě brání členitost dílce, malé zkušební plochy a navíc poměrně husté zastoupení výztuže (zkresluje výsledky). Bez většího poškození dílce lze použít pouze tvrdoměrnou metodu pro odhad pevnosti (zde ovšem může být výsledek značně ovlivněn vlastnostmi povrchu, např. dříve provedeným nátěrem části dílce, přičemž broušení povrchu provést nelze), anebo metodu ultrazvukovou. Ultrazvuková metoda je pro zjištění rovnoměrnosti betonu obecně nejvýhodnější, což platilo i v tomto konkrétním případě.

Pro vyhodnocení rovnoměrnosti betonu je dle [46] zapotřebí provést minimálně 16 měření. Rovnoměrnost betonu se vyhodnocuje na základě porovnání hodnoty variačního součinitele V_x a rozdílu mezi sousedními hodnotami Δ s mezními hodnotami obou veličin v normě. Variační součinitel V_x se vypočte ze vztahu

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \cdot 100 \% \quad \text{Rov. 24}$$

kde m_x je průměrná hodnota veličiny, rychlosti šíření podélných UZ vln, m/s;
 s_x je výběrová směrodatná odchylka, m/s.

Rozdíl mezi sousedními hodnotami Δ se vypočte ze vztahu

$$\Delta = \frac{v_j - v_k}{v_k} \cdot 100 \% \quad \text{Rov. 25}$$

kde v_j je libovolná hodnota veličiny, rychlosti šíření podélných UZ vln, m/s;
 v_k je libovolná menší sousední hodnota rychlosti šíření podélných UZ vln, m/s.

Beton je rovnoměrný, jestliže vypočtená hodnota variačního součinitele V_x a rozdílu mezi sousedními hodnotami Δ není vyšší než hodnota z Tab. 15. V daném případě byly uvažovány nejpřísnější hodnoty obou veličin pro betony vyšší kvality – pevnostní třídy C30/37 a vyšší.

Tab. 15 Mezní hodnoty variačního součinitele V_x a rozdílu na sousedních místech Δ

Zkoušená vlastnost	Statistické hodnocení	Třída betonu			
		C12/15	C16/20	C25/30	C30/37 a lepší
Pevnost v tlaku	V_x [%]	16	16	14	12
	Δ [%]	30	30	30	30
Pevnost v tahu	V_x [%]	22	20	18	16
	Δ [%]	40	40	30	30
Rychlost šíření podél. UZ vln	V_x [%]	4	4	3,5	3
	Δ [%]	7,5	7,5	7,5	7,5
Objemová hmotnost	V_x [%]	2,5	2,5	2,5	2,5
	Δ [%]	4	4	4	4

Pro znázornění údajů o počtu výskytů jednotlivých hodnot rychlostí je možné vytvořit histogram individuální četnosti a posoudit, zda je rozdělení hodnot normální. Pro vytvoření histogramu se zvolí hranice tříd, např. po 50 m/s, v rozsahu konkrétního měření. Pokud se měření provede v pravidelném rastru (výhodné u obdélníkových nebo válcových ploch), je možné rovnoměrnost i vizualizovat prostřednictvím povrchových grafů, v nichž jsou barevně odlišeny plochy oddělené křivkami o stejné rychlosti šíření ultrazvuku – tzv. izovelami. Moderní přístroje jako PUNDIT PL-200 uvedený graf přímo vykreslují již v průběhu měření, čímž umožňují okamžitou kontrolu dílce – viz Obr. 53.



Obr. 53 Ukázka měření rychlosti šíření ultrazvukového vlnění přístrojem PUNDIT PL-200 – vlevo celkový pohled, vpravo detail přístroje se zobrazeným povrchovým grafem

Při zkoušení rovnoměrnosti betonu konstrukce je nutné vzít v úvahu některá omezení. Zkoušet rovnoměrnost lze pouze tehdy, když na povrchu konstrukce nejsou patrné viditelné vady nebo poruchy. Pokud se během zkoušek zjistí vrstevnatost betonu, lze rovnoměrnost hodnotit pouze při možnosti určení tloušťky každé vrstvy.

Podle výsledků zkoušek se beton konstrukce, dílce nebo oblasti hodnotí jako:

- Rovnoměrný.
- Nerovnoměrný.

6.1.3 Výsledky ultrazvukového měření na prefabrikátu

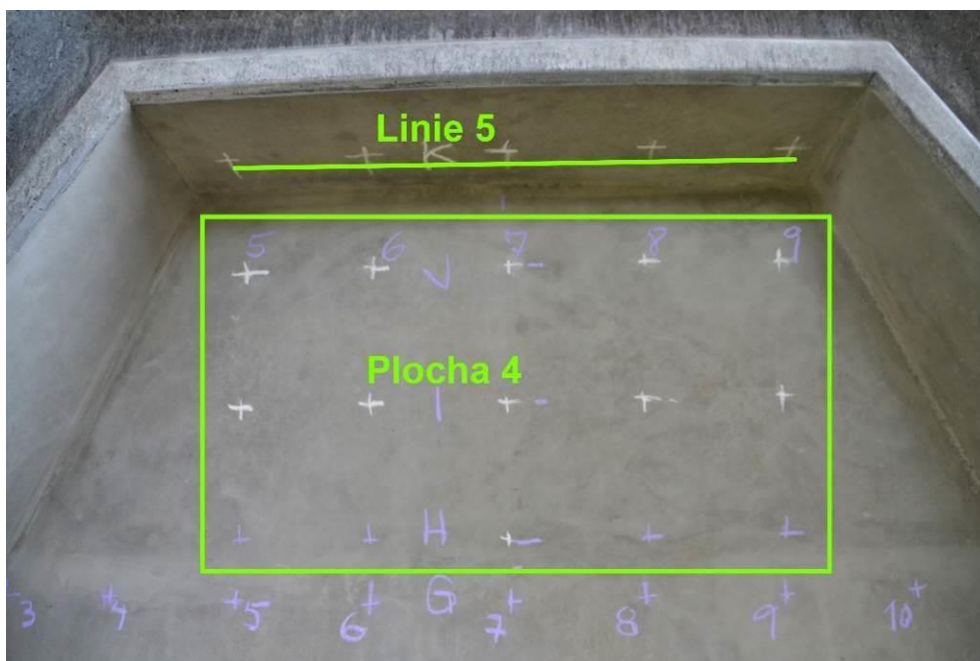
Pro stanovení vlastností betonu byla zvolena zcela nedestruktivní ultrazvuková impulsní metoda průchodová. Pomocí dvojice sond s frekvencí 54 kHz byly prozvučovány základny ve vytvořeném rastru 200×200 mm na čtyřech plochách a jedné linii (v horní části prvku). Rastr pro měření byl vytyčen pomocí pásma a samonivelačního laserového kříže. Jednotlivé zkušební plochy byly zvoleny následovně:

- Plocha 1 (levý bok): 7×2 hodnot, vodorovné linie A, B, C, D, E, F, G, svislé linie 1, 2.
- Plocha 2 (střední svislá stěna): 7×9 hodnot, vodorovné linie A, B, C, D, E, F, G, svislé linie 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11.
- Plocha 3 (pravý bok): 7×2 hodnot, vodorovné linie A, B, C, D, E, F, G, svislé 12, 13.
- Plocha 4 (střední šikmá horní stěna): 3×5 hodnot, vodorovné linie H, I, J, svislé linie 5, 6, 7, 8, 9; zde byly základny vytyčeny na základě výpočtu z goniometrických funkcí.
- Linie 5 (horní povrch): 1×5 hodnot, vodorovná linie K, svislé linie 5, 6, 7, 8, 9.

Zkušební plochy 1, 2 a 3 jsou patrné z Obr. 54, plocha 4 a linie 5 jsou schematicky znázorněny na Obr. 55.

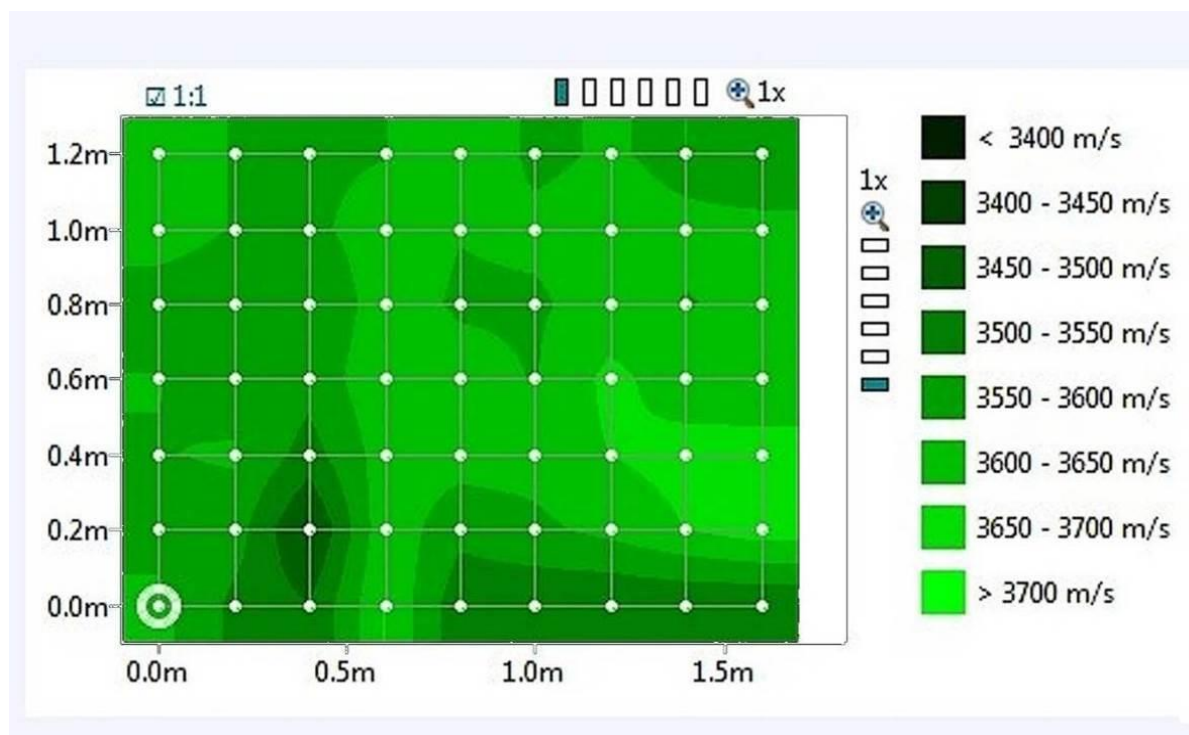


Obr. 54 Schéma vytyčení zkušebních ploch 1 až 3 na svislých stěnách prvku



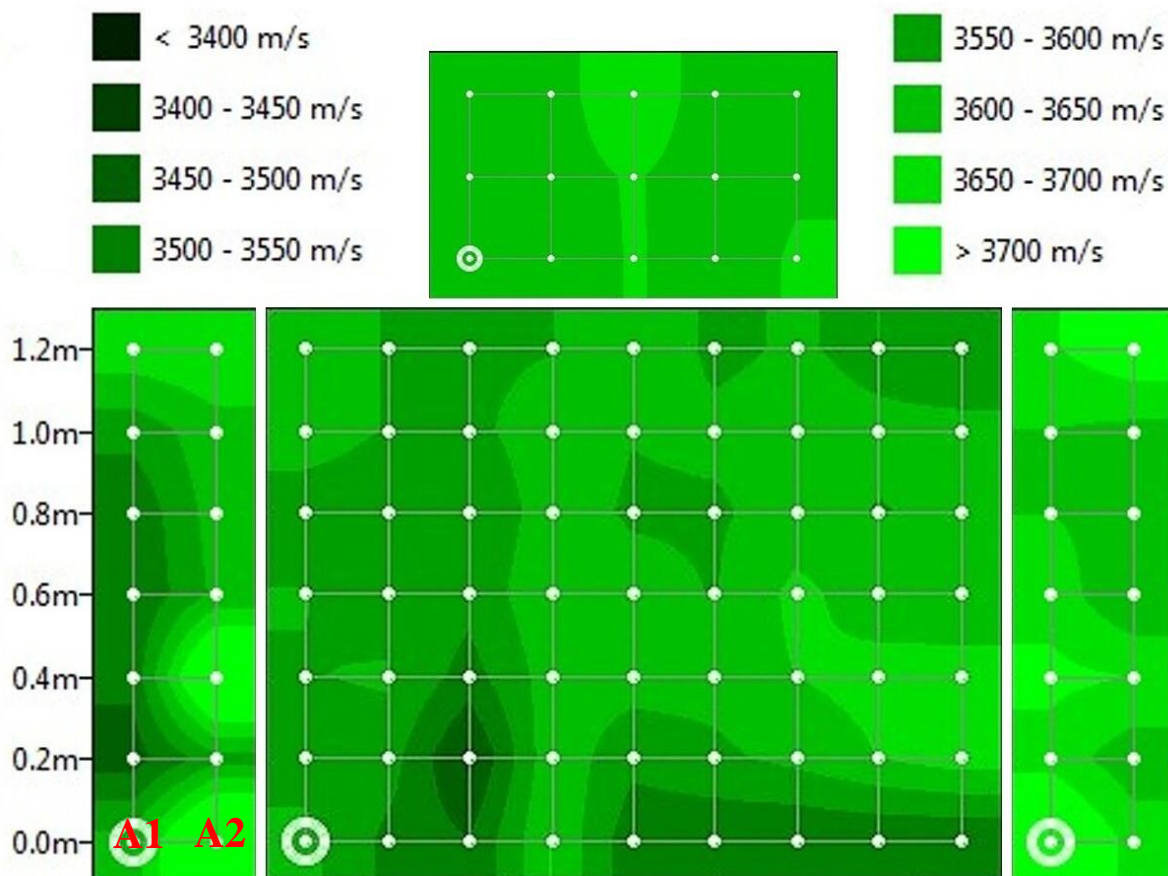
Obr. 55 Schématické znázornění zkušební plochy 4 a linie 5 v horní části prvku

Grafický výstup z měření největší plochy č. 2 je pro ukázkou uveden na Obr. 56. V barevné škále jsou zde podle rychlostí šíření ultrazvukového vlnění odstínovány místa s lépe zhutněným betonem (světlá) a naopak s horším zhutněním (tmavá).



Obr. 56 Grafický výstup z měření na zkušební ploše č. 2 v podobě povrchového grafu – v dolní části byla rychlost mírně nižší (horní povrch při betonáži), horší zhutnění betonu bylo zaznamenáno rovněž nad technologickým otvorem vlevo dole, ovšem těsně vedle otvoru je beton zhutněn lépe

Na Obr. 57 je znázorněn souhrnný obraz z povrchových grafů rychlostí šíření ultrazvukového vlnění ze všech čtyř zkušebních ploch. Rychlost šíření UZ vlnění je více méně podobná, s výjimkou již zmiňovaného horního povrchu při betonáži, který se nyní nachází dole a oblasti nad technologickým otvorem, kde je beton mírně horší z důvodu horšího ztuhnutí.

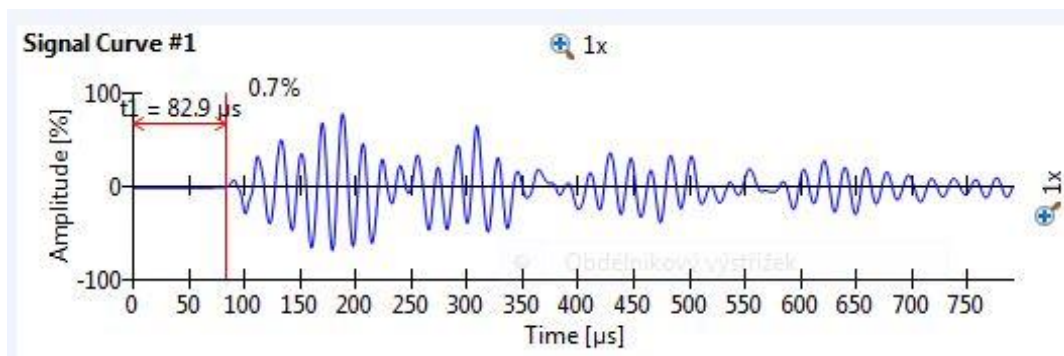


Obr. 57 Složený obraz z grafů ze všech čtyř zkušebních ploch č. 1 až 4; vlevo dole označeny dvě měřicí základny A1, A2, jež byly následně podrobeny analýze signálu

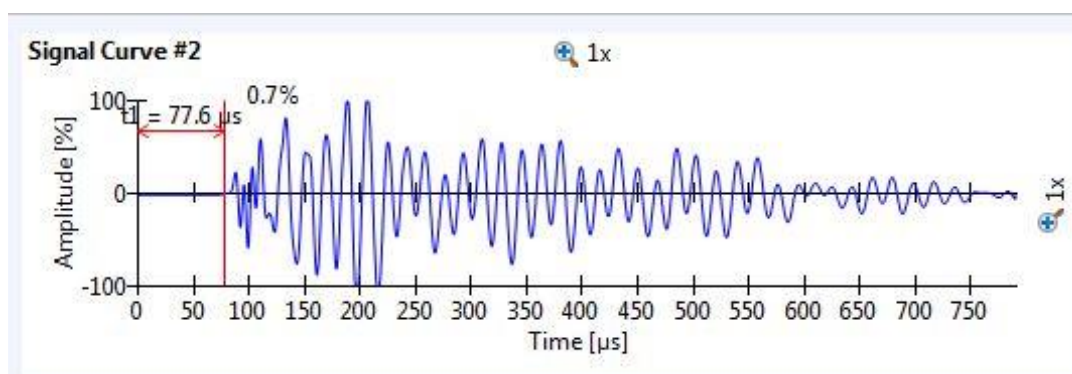
Hodnoty rychlostí šíření impulzů ultrazvukového vlnění jsou zpracovány v Tab. 16. Na bočních stěnách se naopak symetricky vyskytla vždy dvě místa, kde je beton zdánlivě lepší (světlá místa). Jednalo se však o místa extrémně vyztužená, kde mohlo dojít ke zrychlení vlnění po výztuži. Přístroj PUNDIT PL-200 pro každou měřicí základnu zaznamenává křivku signálu, což umožňuje provést následnou analýzu měření. Zatímco u zkušebního místa A1 byl průchod ultrazvuku v pořádku – na Obr. 58 je náběhová hrana signálu plynulá a typická pro beton, tak z křivky signálu v místě A2 je jasně patrná změna tvaru signálu a zdánlivé zrychlení, charakteristické právě pro měření podél výztuže, přes kterou se ultrazvukové impulzy šíří rychleji (Obr. 59). Tímto způsobem byla kriticky zhodnocena všechna problematická místa a čtyři vyšší hodnoty A2, C2, A12 a C12 byly ze souboru vyřazeny.

Tab. 16 Hodnoty rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění na zkoušeném prvku. Červené přeškrtnuté hodnoty byly vyřazeny z důvodu zrychlení na výztuži, modře jsou označeny nejvíce rozdílné sousední hodnoty pro výpočet hodnoty Δ

	Rychlost UZ vlnění v_L [m/s]												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
K					3741	3704	3722	3731	3783				
J					3606	3628	3690	3623	3619				
I					3610	3632	3654	3628	3645				
H					3628	3619	3654	3632	3654				
G	3686	3695	3624	3598	3589	3598	3641	3589	3606	3585	3568	3695	3741
F	3567	3632	3624	3598	3589	3624	3602	3611	3619	3611	3611	3650	3636
E	3509	3623	3576	3568	3555	3624	3593	3593	3619	3598	3611	3650	3632
D	3501	3610	3602	3572	3568	3637	3619	3598	3664	3624	3619	3681	3601
C	3513	3846	3598	3606	3530	3624	3624	3619	3650	3668	3668	3713	3699
B	3476	3580	3576	3576	3437	3637	3564	3589	3615	3650	3677	3681	3619
A	3619	3866	3615	3538	3501	3650	3518	3509	3501	3505	3501	3797	3681

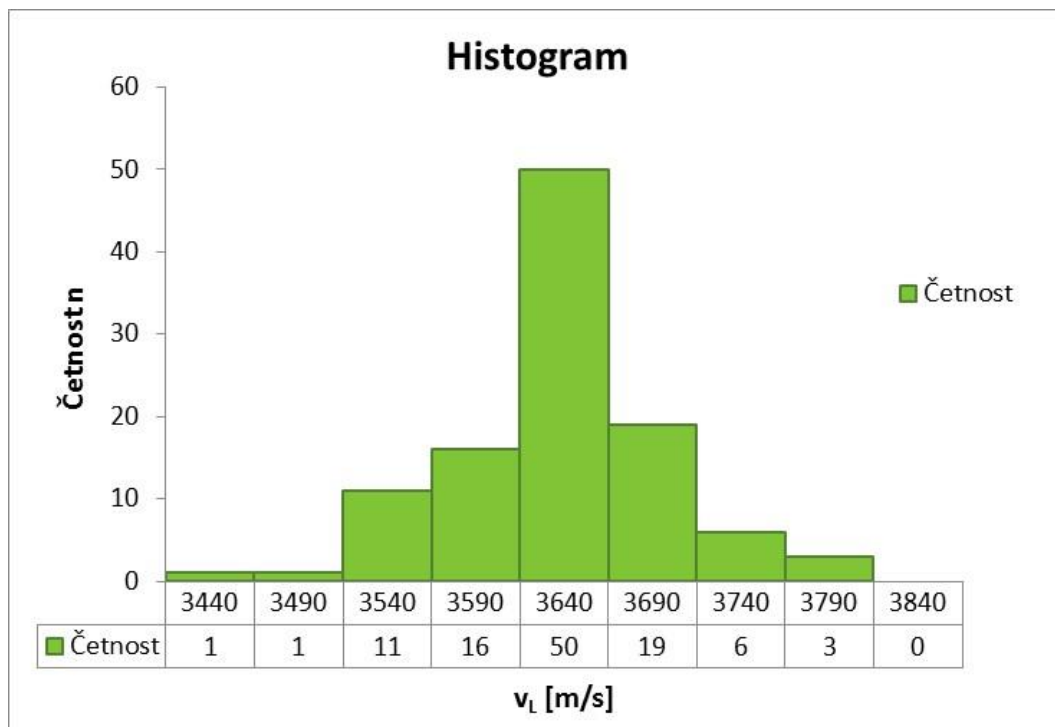


Obr. 58 Tvar signálu na měřicí základně A1; počáteční náběh je normální, nárůst signálu je plynulý – jedná se o typické měření přes beton



Obr. 59 Tvar signálu na zkušebním místě A2 – náběh je deformovaný, jakoby plynulé křivce byla předsazena ještě druhá, rychlejší. Typické pro měření po výztuži

Celkem bylo naměřeno 111 hodnot rychlosti, z toho 4 hodnoty byly vyřazeny pro pravděpodobné zvýšení rychlosti vzniklé měřením podél výztuže. Ze zbývajících 107 hodnot byl zpracován histogram četnosti – viz Obr. 60. Hranice tříd byly zvoleny podle střední hodnoty a rozsahu mezních hodnot. Histogram četnosti naznačuje, že rozdělení hodnot je normální.



Obr. 60 Histogram četnosti hodnot rychlosti šíření ultrazvukového vlnění

Dále byly vypočteny veličiny pro posouzení rovnoměrnosti betonu – střední hodnota m_x , výběrová směrodatná odchylka s_x , variační součinitel V_x a rozdíl sousedních hodnot Δ :

Počet hodnot	$n =$	107	
Průměrná hodnota:	$m_x =$	3613,6 m/s	
Směrodatná odchylka výběr.:	$s_x =$	58,7 m/s	
Variační součinitel:	$V_x =$	1,62 %	\leq 3,0 %
Součinitel Δ :	$\Delta =$	5,82 %	\leq 7,5 %

Přes drobné nehomogenity zjištěné v rámci měření, z nichž část šla zřejmě na vrub poměrně hustému vyztužení prvku, vyšel beton zkoušeného prvku bezpečně **rovnoměrný**, a to i při použití nejmenší možné mezní hodnoty variačního součinitele $V_x = 3,00$ pro betony pevnostní třídy C 30/37 a vyšší. Rovněž rozdíl mezi sousedními místy byl v mezích normy ČSN 73 2011. Ultrazvukové měření poskytlo i další cenné informace, např. o problémech s hutněním betonu v okolí technologického otvoru.

6.2 STANOVENÍ MODULU PRUŽNOSTI BETONU MOSTNÍCH PILÍŘŮ

6.2.1 Předmět řešení

Modul pružnosti betonu se dostává v poslední době do popředí jako charakteristika popisující chování konstrukce pod zatížením. Pro stanovení modulu pružnosti existují normalizované postupy, kdy zkoušíme buď tělesa vyrobená ve formách, anebo válcová tělesa vyrobená z jádrových vývrtů přímo z konstrukce. Pokud nás však zajímá modul pružnosti betonu již zabudovaného v konstrukci a nejsou k dispozici žádná tělesa (a není přípustné ani odebrat vývrt), pak je nejvýhodnější použít ultrazvukovou metodu. Přesně tento případ nastal na stavbě mostu na silnici I/11 na trase Ostrava – Opava, kde projektant požadoval dodatečné zjištění modulu pružnosti betonu pilířů mostních podpěr – viz Obr. 61. Jednalo se o dva druhy pilířů z různých druhů betonu:

- Pilíře opěr OP 0, OP 4 z betonu C 30/37 XF2, jmenovitá hloubka pilířů 600 mm;
- Pilíře podpěr P1, P2, P3 z betonu C 35/45 XF4, jmenovitá hloubka pilířů 900 mm.



Obr. 61 Pohled na rozestavěný most na silnici I/11

6.2.2 Metodika měření

Pro stanovení modulu pružnosti byla vybrána čistě nedestruktivní ultrazvuková impulzová metoda. Jedná se o nejvhodnější nedestruktivní metodu určenou přímo pro měření na konstrukci. Měření probíhá přímým prozvučováním, kdy dvojice sond (budič, snímač) jsou umístěny přímo proti sobě – viz Obr. 62.



Obr. 62 Měření rychlosti šíření ultrazvukového vlnění přístrojem TICO na pilíři podpěry, vpravo pilíř opěry s vyznačeným rastrem výztuže (UZ měření mimo výztuž)

Měření je výhodné právě u geometricky pravidelných prvků s hladkým povrchem přístupným z obou stran, jako jsou sloupy nebo pilíře. Pouze bylo nutné pečlivě zaměřit měřicí základny na protilehlých plochách a předem najít výztuž, která by mohla měření negativně ovlivnit.

Metoda je normalizována v normách ČSN 73 1371 a ČSN 73 2011, které byly znovu vydány v roce 2011, respektive 2012. Norma ČSN 73 1371 [48] obsahuje postup pro měření rychlosti šíření ultrazvuku a následný výpočet dynamického modulu pružnosti betonu, který je vyšší, než modul statický. Hodnota statického modulu pružnosti byla přepočtena pomocí zmenšovacího součinitele κ_u z normy ČSN 73 2011 [46]. Pro pevnostní třídu C 30/37 je $\kappa_u = 0,83$, pro pevnostní třídu C 35/45 je $\kappa_u = 0,86$. Pro přesnější stanovení zmenšovacího součinitele by bylo zapotřebí provést kalibraci na zkušebních tělesech, na kterých by se nejprve provedlo měření ultrazvukové a poté stanovení statického modulu pružnosti. Podmínkou je dodržení stejných podmínek pro zkušební tělesa i beton konstrukce (receptura, stáří, vlhkost, podmínky zrání), což je v praxi poměrně obtížně splnitelné (pokud neexistují tělesa z výroby betonu).

Pro stanovení dynamického modulu pružnosti je zapotřebí zjistit ještě hodnotu objemové hmotnosti ve stavu přirozeně vlhkém (ve stavu, v jakém je beton zkoušen ultrazvukem). Objemová hmotnost nebyla stanovena zkouškou, avšak byla převzata z protokolů o zkouškách betonu pilířů, které poskytl objednatel zkoušek.

6.2.3 Výsledky zkoušek

Výsledky ultrazvukových měření včetně stanovení rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění a výpočtů dynamického modulu pružnosti a statického modulu pružnosti dle ČSN 73 2011 [46] jsou uvedeny v Tab. 17 (beton C 30/37) a Tab. 18 (beton C 35/45).

Tab. 17 Modul pružnosti betonu pilířů opěr z pevnostní třídy C 30/37

Zkušební místo	rychlost šíření uz vlnění	objemová hmotnost	dynamický modul pružnosti	zmenšovací součinitel	statický modul pružnosti
	v_L [m/s]	D [kg/m ³]	E_{cu} [GPa]	κ_u	E_c [GPa]
OP 0 - A	4420	2311	40,6	0,83	33,7
OP 0 - B	4470	2311	41,6	0,83	34,5
OP 4 - A	4360	2368	40,5	0,83	33,6
OP 4 - B	4500	2368	43,2	0,83	35,9
Průměr	-	-	41,5	-	34,4
<i>Minimum</i>	-	-	40,5	-	33,6

Tab. 18 Modul pružnosti betonu pilířů podpěr z pevnostní třídy C 35/45

Zkušební místo	rychlost ultrazvuku	objemová hmotnost	dynamický modul pružnosti	zmenšovací součinitel	statický modul pružnosti
	v_L [m/s]	D [kg/m ³]	E_{cu} [GPa]	κ_u	E_c [GPa]
P 1 - A	4460	2328	41,7	0,86	35,9
P 2 - A	4370	2323	39,9	0,86	34,3
P 2 - B	4400	2323	40,5	0,86	34,8
P 3 - A	4480	2374	42,9	0,86	36,9
Průměr	-	-	41,3	-	35,5
<i>Minimum</i>	-	-	39,9	-	34,3

6.2.4 Vyhodnocení výsledků nedestruktivních zkoušek

Z výsledků zkoušek provedených in situ pomocí ultrazvukové impulsní metody bez upřesnění na zkušebních tělesech vyplývá, že statický modul pružnosti betonu E_c přepočtený z dynamického modulu pomocí zmenšovacích součinitelů κ_u z normy ČSN 73 2011 [46] vyšel:

- u pilíře opěr z betonu C 30/37 $E_c = 34,4$ GPa $> 33,0$ GPa (Eurokód 2),
- u pilíře podpěr z betonu C 35/45 $E_c = 35,5$ GPa $> 34,0$ GPa (Eurokód 2).

Jedná se o průměrné hodnoty statického modulu pružnosti, minimální hodnoty vyšly jen mírně nižší – u betonu C 30/37 o 0,8 GPa a u betonu C 35/45 o 1,2 GPa.

Vyhodnocení zkoušek modulu pružnosti betonu je obtížné, neboť na rozdíl od pevnosti betonu v tlaku pro modul pružnosti v podstatě neexistují v současných normách kritéria pro posouzení shody. Většina požadavků na modul pružnosti se opírá o směrné průměrné (nikoliv charakteristické!) hodnoty modulů pružnosti z Eurokódu 2, které platí pro běžné silikátové kamenivo. Pro sledované betony pevnostních tříd C 30/37 a C 35/45 jsou tyto směrné hodnoty 33,0 GPa, respektive 34,0 GPa.

Další otázkou k diskuzi jsou hodnoty zmenšovacích součinitelů κ_u z ČSN 73 2011 [46] pro přepočítání dynamického modulu pružnosti na modul statický. Stejně hodnoty koeficientů podle pevnostních tříd betonu byly uvedeny již v původním vydání této normy z roku 1989 a dle zkušeností z mnoha zkoušek neodpovídají hodnotám dosahovaným u moderního betonu [14], kde jsou obvykle nižší. Pokud by např. reálná hodnota pro beton opěr byla $\kappa_u = 0,75$, pak by to znamenalo snížení průměrné hodnoty modulu pružnosti betonu opěr z 34,4 GPa na 31,1 GPa. Statik byl na možnost odchylky vzniklé použitím normového koeficientu upozorněn, ovšem ověření na zkušebních tělesech již dále nepožadoval, neboť i tato nižší hodnota modulu pružnosti by byla pro daný typ konstrukce akceptovatelná – rozdíl ve stlačení pilířů by byl zanedbatelný. Cílem zkoušek bylo pouze ověřit, zda skutečná hodnota modulu pružnosti není extrémně nízká.

Přesto byla kalibrace na zkušebních tělesech později provedena na betonu stejného složení vyrobeného ve stejné betonárně, přibližně ve stejném stáří. Tělesa byla nejprve změřena ultrazvukem (Obr. 63) a poté zkoušena na statický modul pružnosti v lisu (Obr. 64).



Obr. 63 Ultrazvukové měření pro upřesnění hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u



Obr. 64 Zkouška statického modulu pružnosti v tlaku pro upřesnění hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u

Nutno konstatovat, že k dispozici bylo pouze po jednom tělese od každého druhu betonu. Znamená to, že výsledky kalibrace nejsou v žádném případě průkazné, ale pouze orientační. Z porovnání hodnot statických a dynamických modulů pružnosti byly vypočteny orientační hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u – viz Tab. 19.

Tab. 19 Orientační hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u získané laboratorně kalibrací na zkušebních tělesech

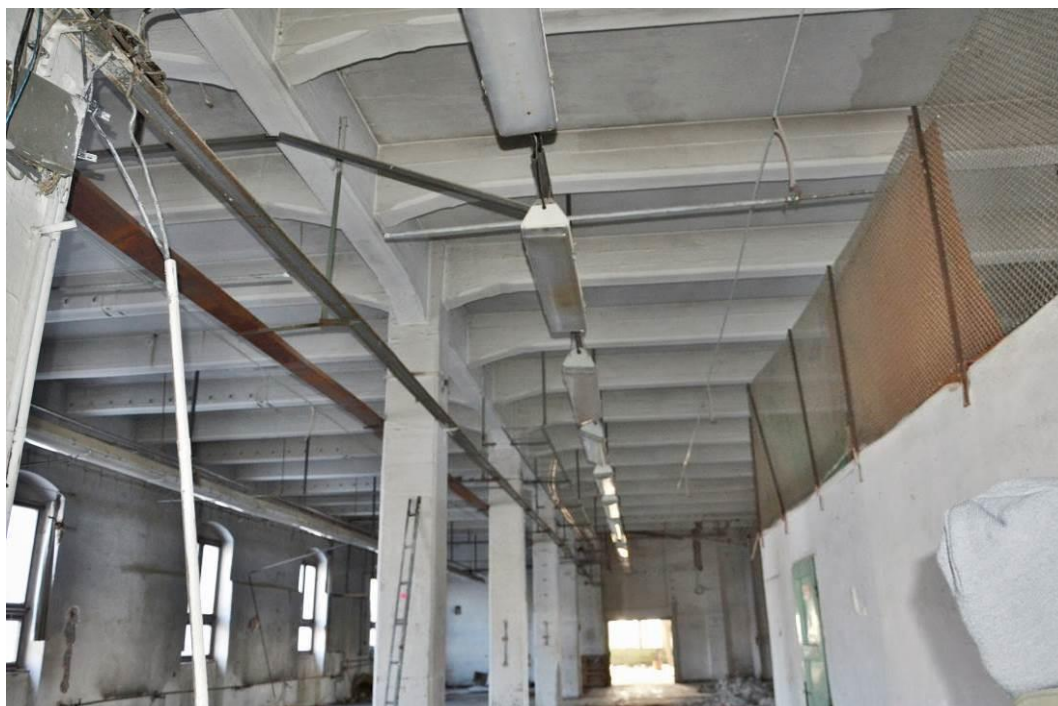
beton	dynamický modul pružnosti	statický modul pružnosti	zmenšovací součinitel
	E_{cu} [GPa]	E_c [GPa]	κ_u
C 30/37	42,0	31,7	0,75
C 35/45	42,6	33,8	0,79

Orientační hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u pro přepočet dynamického modulu pružnosti na modul statický stanovené kalibrací na zkušebních tělesech vyšly skutečně nižší, než hodnoty uvedené v normě ČSN 73 2011 [46] pro příslušné pevnostní třídy betonu. Při použití laboratorně stanovených hodnot koeficientů κ_u by došlo k poklesu průměrných hodnot statického modulu pružnosti betonu na opěrách z 34,4 GPa na 31,1 GPa, na pilířích podpěr z 35,5 GPa na 32,6 GPa.

6.3 VYUŽITÍ ULTRAZVUKU PŘI PRŮZKUMU STARÉ TOVÁRNÍ HALY

6.3.1 Popis konstrukce a metodika zkoušek

Využití ultrazvukové metody pro stanovení pevnosti v tlaku betonu historické konstrukce lze ukázat na příkladu starého továrního objektu, postaveného v letech 1913-15. Účelem průzkumu bylo zjistit skutečný stav nosné konstrukce z hlediska budoucího využití, přičemž ve hře bylo i prohlášení objektu památkou. Zatímco vnější zdi jsou zděné z cihel, vnitřní nosná konstrukce je železobetonová, tvořená podélnou řadou sloupů spojených podélným průvlakem s náběhy. Z něho vybíhají příčná žebra rovněž s náběhy, mezi nimiž jdou železobetonové desky – viz Obr. 65.



Obr. 65 Pohled na monolitickou železobetonovou konstrukci haly z roku 1915

Nosná konstrukce na první pohled zaujme štíhlostí tvarů – jedná se o typickou konstrukci z tohoto období, která byla navržena s maximální úsporností a bez přílišných rezerv v únosnosti. Ve 3.NP je jejich profil ještě výrazně zeštíhlen. Zatímco ve stropní konstrukci byly výrazné trhliny, stav sloupů se na první pohled nezdál nikterak špatný. Ze zkušeností s podobnými konstrukcemi však víme, že beton před 100 lety obvykle nebyl příliš kvalitní – jak z hlediska použitého tmelu, tak zejména z hlediska použitého kameniva. Většinou se jednalo o neprané těžené kamenivo s nepravidelnou frakcí a nepříznivým tvarovým indexem zrn [8]. Proto bylo přikročeno k ověření materiálových vlastností, v kombinaci čistě NDT ultrazvukové průchodové metody upřesněné na třech jádrových vývrtech – viz Obr. 66.



Obr. 66 Stanovení rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění na sloupu, vpravo tentýž sloup po odběru jádrového vývrtnu Ø 50 mm na upřesnění NDT zkoušek [8]

Proč byla upřednostněna ultrazvuková metoda před tvrdoměrnou, vyplynulo z reálných podmínek na konstrukci. Hlavním důvodem byla značná hloubka karbonatace betonu, která podle fenolftaleinového testu dosahovala 70 až 100 mm (změřeno později na vývrtech). Norma ČSN 732011 [46] sice výslovně nezakazuje provádět tvrdoměrné zkoušky na zkarbonatovaném betonu, pouze je nelze vyhodnotit na základě obecného kalibračního vztahu bez upřesnění na vývrtech, ovšem ze zkušeností toto měření není příliš objektivní – zvláště při malém počtu vývrtnů na upřesnění. V každém případě se musí povrch vybrousit až na strukturu betonu, což u běžných konstrukcí obvykle nevádí, ovšem u pohledových konstrukcí, uměleckých plastik či památkově chráněných objektů to znamená značný zásah do jejich vzhledu. Metoda tvrdoměrů na starých konstrukcích tak není čistě nedestruktivní, spíše se dá označit za semidestruktivní. V neposlední řadě beton mívá často poměrně nízkou pevnost, která je na samé dolní hranici obecného kalibračního vztahu v normě ČSN 73 1373 [50]. Tato hranice je teoreticky 16 MPa pro Schmidt N, ovšem z důvodu změn v novém vydání této normy z roku 2011 nastávají problémy s vyhodnocením zkoušek již při pevnosti pod 20 MPa.

Proti tomu má ultrazvuková metoda řadu výhod – je zcela nedestruktivní, výsledek odráží vlastnosti betonu v celé tloušťce prvku, kromě pevnosti v tlaku ze stanovit i modul pružnosti betonu, měření lze provádět opakovaně v různých časových intervalech [8].

6.3.2 Zkoušení betonu konstrukce

Výsledky nedestruktivních měření byly vyhodnoceny na základě směrného kalibračního vztahu, uvedeného v [17]. Výsledky NDT zkoušek bylo samozřejmě nutné upřesnit dle zásad ČSN 73 2011 [46], na minimálním možném počtu 3 jádrových vývrtů z míst, kde vycházely minimální, průměrné a maximální hodnoty rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění. Rovněž průměr vývrtů byl nejmenší možný s ohledem na minimalizaci poškození sloupů. Jak je patrné z dokumentace jednoho z vývrtů na Obr. 67, kvalita betonu byla ovlivněna zejména nevhodným složením kameniva – velká plochá zrna těžného kameniva nerovnoměrně rozmístěná, dále pak horší kvalitou či nedostatkem pojiva a rovněž špatnou soudržností mezi kamenivem a tmelem.



Obr. 67 Jádrový vývrt P-S1 o průměru 50 mm se při odběru rozpadl vlivem velkého plochého zrna kameniva a jeho nízké soudržnosti s tmelem

Hodnoty pevnosti v tlaku betonu stanovené na třech vývrtech byly použity k upřesnění všech hodnot pevností získaných z ultrazvukového měření. Součinitel upřesnění α je uveden v Tab. 20, pevnosti v tlaku vypočtené z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění a upřesněné součinitelem α jsou uvedeny v Tab. 21.

Tab. 20 Součinitel upřesnění α pro přepočet NDT pevností v tlaku

Část konstrukce	Zkušební místo	Pevnost $f_{ce,i}$ [MPa]	Zkušební těleso	Pevnost f_{ci} [MPa]	Součinitel upřesnění α
Sloupy	S1	12,3	P-S1	9,7	0,82
	S5	15,5	P-S5	12,7	
	S14	11,2	P-S14	9,5	

Pevnost v tlaku betonu sloupů na tělesech z vývrtů vyšla podle očekávání velmi nízká, což do značné míry koresponduje se zkušenostmi zpracovatele s podobnými konstrukcemi, avšak neodpovídá vizuálnímu dojmu ze sloupů natřených na bílo.

Výsledky ultrazvukových měření s výpočtem pevnosti v tlaku $f_{ce,i}$ (podle směrného kalibračního vztahu SZK) a následným upřesněním součinitelem α jsou uvedeny v Tab. 21.

Tab. 21 Pevnost v tlaku neupřesněná a upřesněná betonu sloupů

Zkušební místo	Rychlost ultrazvuku	Pevnost v tlaku neupřesněná	Součinitel upřesnění	Pevnost v tlaku upřesněná
	v_L [m/s]	$f_{ce,i}$ [MPa]	α [-]	$f_{c,is}$ [MPa]
S1	2896	12,3	0,82	10,1
S2	2840	11,7	0,82	9,6
S3	2859	11,9	0,82	9,7
S4	2829	11,5	0,82	9,5
S5	3137	15,5	0,82	12,7
S6	3098	14,9	0,82	12,2
S7	3080	14,6	0,82	12,0
S8	3075	14,6	0,82	12,0
S9	2996	13,5	0,82	11,1
S10	2975	13,3	0,82	10,9
S11	2930	12,7	0,82	10,4
S12	2960	13,1	0,82	10,7
S13	2879	12,1	0,82	9,9
S14	2797	11,2	0,82	9,2
S15	2857	11,8	0,82	9,7
S16	2920	12,6	0,82	10,3
Průměr	2950	12,9		10,6

Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce nebo její části $f_{ck,is}$ pro rovnoměrný betonu podle Rov. 2 (v kapitole 4) vypočte jako:

$$f_{ck,is} = 10,6 - 1,824 \cdot 2,73 = \mathbf{5,6 \text{ MPa}}$$

Betonu nelze přiřadit žádnou pevnostní třídu dle ČSN EN 206 [45]; v doplňkové normě pro hodnocení existujících konstrukcí ČSN 73 0038 [42] je uvedena jako **pevnostní třída (C 4/5)**.

6.3.3 Zhodnocení stavu železobetonové konstrukce

Výsledky zkoušek jádrových vývrtů z betonu sloupů staré průmyslové haly jednoznačně potvrdily to, co naznačilo již nedestruktivní ultrazvukové měření – totiž pokud rychlost šíření ultrazvukového vlnění klesne pod 3000 m/s, pak s jistotou nejde o konstrukční beton [30]. Beton nosné konstrukce nesplnil ani minimální požadavky na beton pro nosné železobetonové konstrukce, což je pevnostní třída C 12/15 (dle [42] při nižší pevnostní třídě nelze počítat s výztuží, neboť není zajištěna ani její minimální soudržnost s betonem). Ve skutečnosti odpovídá pouze pevnostní třídě C4/5, která není v současné stěžejní normě pro beton ČSN EN 206 [45] vůbec uvedena. Protože se v konstrukci vyskytují i závažné statické poruchy (liniové průběžné trhliny v deskách i žebrech ve vzdálenosti cca 1 m od středové linie sloupů), pak lze konstatovat, že konstrukce není bezpečná a pro případné další využití ji bude nutné zesílit. Vzhledem k velmi nízké pevnosti v tlaku a předpokládané nízké soudržnosti s výztuží zřejmě nebude možné konstrukci ani předepnout ani zesílit lepením přídavné výztuže. Nabízí se několik možných způsobů řešení:

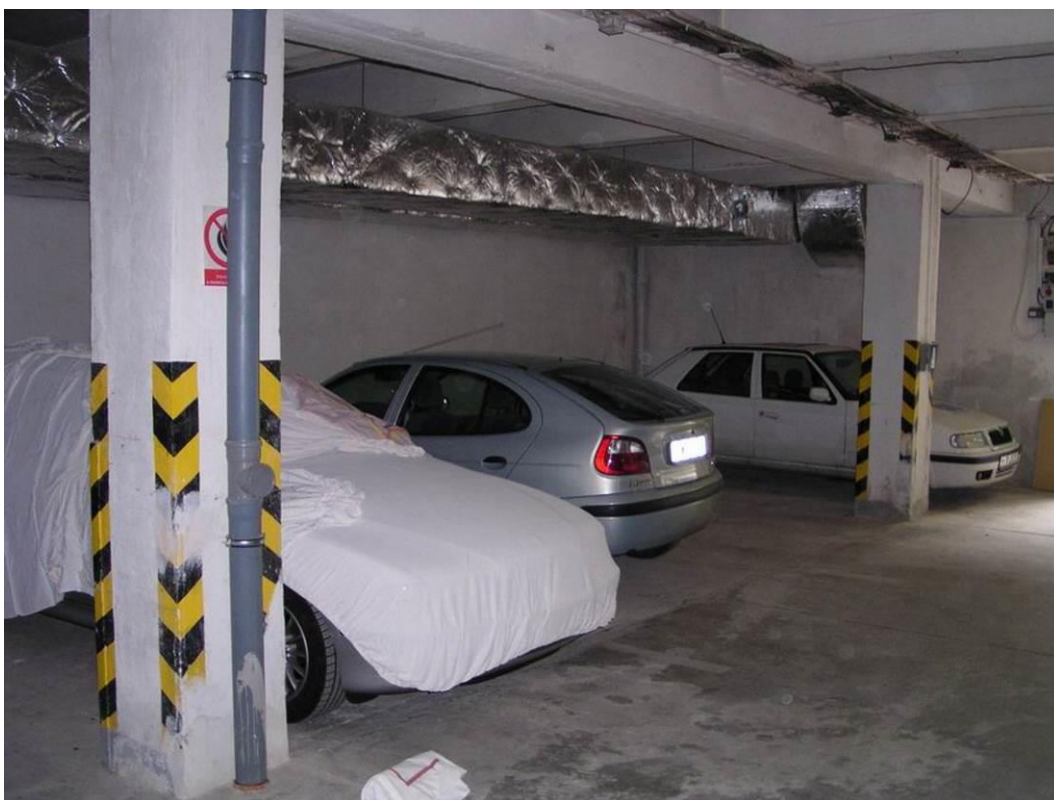
- Zesílení nosné konstrukce obetonováním (s přidáním nové výztuže);
- Zesílení nosné konstrukce ocelovou bandáží sloupů;
- Vestavění nové ocelové konstrukce;
- Demolice.

Při hodnocení starších průmyslových objektů je často hrubým způsobem podceněno objektivní zjištění jejich stavu. Z uvedeného příkladu posouzení betonu staré výrobní haly původně navržené na památku však vyplývá, že skutečný stav konstrukce může být často výrazně horší, než na první pohled vypadá. Doporučuje se proto vždy provést průzkum konstrukce v nezbytně nutném rozsahu. Velký význam zde mají zejména nedestruktivní metody, které dokáží bez invazivního zásahu do konstrukce odhalit její slabá místa, kde lze následně provést doplňkové zkoušky na vývrtech. Pro staré konstrukce se jako nejvhodnější jeví metoda ultrazvuková, neboť je dostatečně citlivá zejména v oblasti nízkých pevnostních tříd betonu, je zcela nedestruktivní a popisuje vlastnosti betonu v celé tloušťce konstrukce.

6.4 DIAGNOSTIKA PORUCH ŽELEZOBETONOVÝCH SLOUPŮ

6.4.1 Popis poruch konstrukce a poruchy sloupu

Následující příklad je ukázkou aplikace ultrazvukové impulzové metody pro zjištění poruch betonu přímo na konstrukci. Objektem zájmu byla svislá nosná konstrukce jednopodlažního objektu garáží tvořená monolitickými železobetonovými sloupy – viz Obr. 68. Podle dochované projektové dokumentace z roku 1961 se mělo jednat o beton pevnostní třídy 170 (ČSN EN 206 [45] tuto třídu nezná, dle ČSN 73 0038 [42] se jedná o mezilehlou pevnostní třídu C 10/13,5), sloupy měly být vyztuženy 6 profily \varnothing C 14 mm. Statik do statického výpočtu převzal hodnoty z projektové dokumentace bez jakéhokoliv ověření skutečného stavu a sloupy takto vyhověly na přitížení za podmínky centrického svislého zatížení.



Obr. 68 Železobetonová konstrukce garáží před nadstavbou o dvě podlaží, na sloupech nebyly patrné žádné závažné poruchy

Po skutečném přitížení nosné konstrukce při rekonstrukci dalšími dvěma podlažími došlo v průběhu výstavby k poruše jednoho ze železobetonových sloupů, obezděného cihelnou zdí. Při přitížení sloupu horní stavbou došlo k drcení betonu a odpadnutí krycí vrstvy na zem – viz Obr. 69. K události došlo v mimopracovní dobu, přes víkend. Díky redistribuci napětí nedošlo ke kolapsu celé konstrukce, ovšem v pondělí ráno po zjištění stavu stavební firma okamžitě zastavila práce a podepřela vodorovnou nosnou konstrukci.



Obr. 69 Vlevo pohled na sloup s odpadnutou krycí vrstvou těsně po kolapsu. Vpravo pohled z druhé strany, vyboulená výztuž viditelná po odstranění nesoudržného betonu

6.4.2 Předběžné hodnocení ostatních sloupů

Okamžitě vznikla pochybnost o stavu ostatních sloupů. Cílem diagnostiky bylo stanovit, v jakém jsou stavu a zda je bude nutné všechny staticky zajistit – zesílit.

Nejdříve byl prohlédnut porušený sloup (Obr. 69). Z dokumentace sloupu je patrné, jakým způsobem nastalo jeho porušení. V betonu velmi nízké kvality došlo vlivem přetížení k překročení pevnosti v tlaku, což vedlo k jeho drcení. Ve sloupu bylo skutečně zjištěno 6 profilů \varnothing 14 mm, ovšem nikoliv výztuže C (hladká výztuž se dvěma podélnými žebry), ale zkrucovaná výztuž typu Toros. Otázkou je, zda se jedná o výztuž T třídy 10492, anebo o novější TOR30 třídy 10308 [42]. V období výstavby objektu (1961-62) totiž došlo ke značným změnám v normách pro používání výztuže, které doposud nebyly v literatuře podchyceny.

Mez kluzu oceli však zřejmě nebyla rozhodujícím faktorem kolapsu sloupu. Svislé deformace sloupu totiž dosáhly takových hodnot, že třmínky nebyly schopné zabránit vybočení výztuže, která se v nejslabším místě průřezu vyboučila. O míře poškození betonu vypovídá fakt, že ve střední části sloupu šlo jednotlivá zrna hrubého kameniva odlupovat rukou. V dolní a horní části sloupu byl beton výrazně pevnější. Hloubka karbonatace ($\text{pH} < 9,5$) stanovená

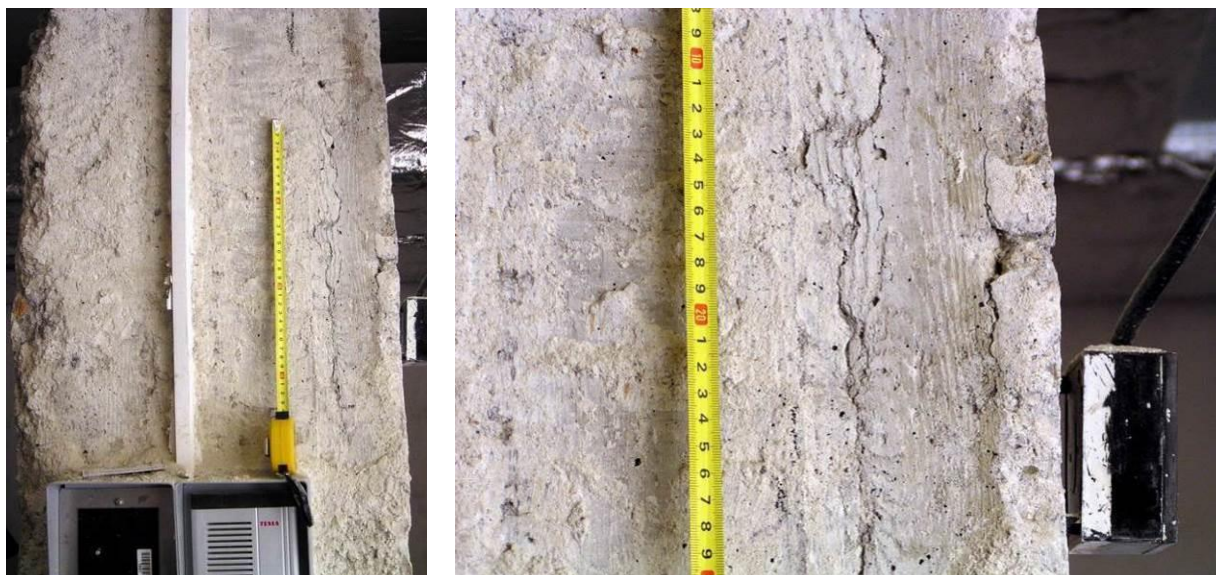
orientačním testem roztokem fenolftaleinu na čerstvě odlomeném betonu ze střední části sloupu přesáhla 120 mm. Je zřejmé, že beton musel být nekvalitní již od samého počátku, při betonáži. Tmel byl velmi porézní a rovněž minimálně soudržný, zřejmě v důsledku použití nekvalitního a nepraného hrubého těžného kameniva.

Při vizuální prohlídce dalších sloupů byla pozornost soustředěna zejména na výskyt svislých trhlin blízko okrajů sloupů v místě probíhající krajní nosné výztuže. Pokud se jeden sloup porušil vyboulením do stran, existovalo reálné riziko, že stejným způsobem se mohou porušit i další sloupy, a právě svislé trhliny vzniklé odtržením betonu vlivem vybočující hlavní výztuže jsou ukazatelem procesu takového porušování. Ostatní sloupy byly ovšem pokryty omítkou s relativně čerstvým nátěrem, pod níž nebyly trhliny viditelné, skelet. Následovalo odstranění omítky ze všech sloupů, aby mohly být sloupy důkladně prohlédnuty a případné trhliny zdokumentovány.

Vizuální prohlídka sloupů potvrdila nejhorší obavy. Prakticky ve všech obnažených sloupech (omítka byla odstraněna ze šesti z celkového počtu osmi sloupů) se vyskytly svislé trhliny, většinou ve střední části sloupů – viz Obr. 70 až Obr. 72. Po vyloučení vlivu koroze výztuže (k té docházelo pouze v patách sloupů z důvodu vlhkosti a solí od tajícího sněhu na podvozcích parkujících automobilů v zimě) bylo zřejmé, že trhliny vznikly nadměrným stlačením sloupů. Nezbyvalo než tuto zjevnou skutečnost objektivně potvrdit zkouškami.



Obr. 70 Svislá trhlina na sloupu č. 2 v místě hlavní výztuže



Obr. 71 Svislá trhlina na sloupu č. 3 v místě hlavní výztuže; vpravo detail



Obr. 72 Svislé trhliny na obou stranách sloupu č. 7 v místě hlavní výztuže, v dolní polovině výšky sloupu

6.4.3 Zkoušky betonu

V první fázi byly provedeny tvrdoměrné nedestruktivní zkoušky betonu pomocí přístroje Schmidt N, přičemž povrch byl vybroušen na strukturu betonu – Obr. 73. Tato metoda však vyžaduje upřesnění pomocí doplňkových zkoušek na tělesech odebraných z konstrukce, neboť zejména na starších konstrukcích se zkarbonatovaným betonem na povrchu a rovněž na betonech z nepraného štěrkopísku dochází ke zkreslení výsledků zkoušek a značnému nadhodnocení pevnosti v tlaku proti skutečnosti. Protože povrch betonu byl zkarbonatován do

značné hloubky v řádu několika centimetrů, nebyly výsledky tvrdoměrných měření bez upřesnění na vývrtech vůbec uvažovány – vycházely poměrně vysoké, pevnost v tlaku bez upřesnění se pohybovala od 25 MPa do 40 MPa (výrazné nadhodnocení). Navíc tato zkouška vypovídá pouze o tvrdosti tmelu a nikoliv o míře poškození betonu trhlinami.

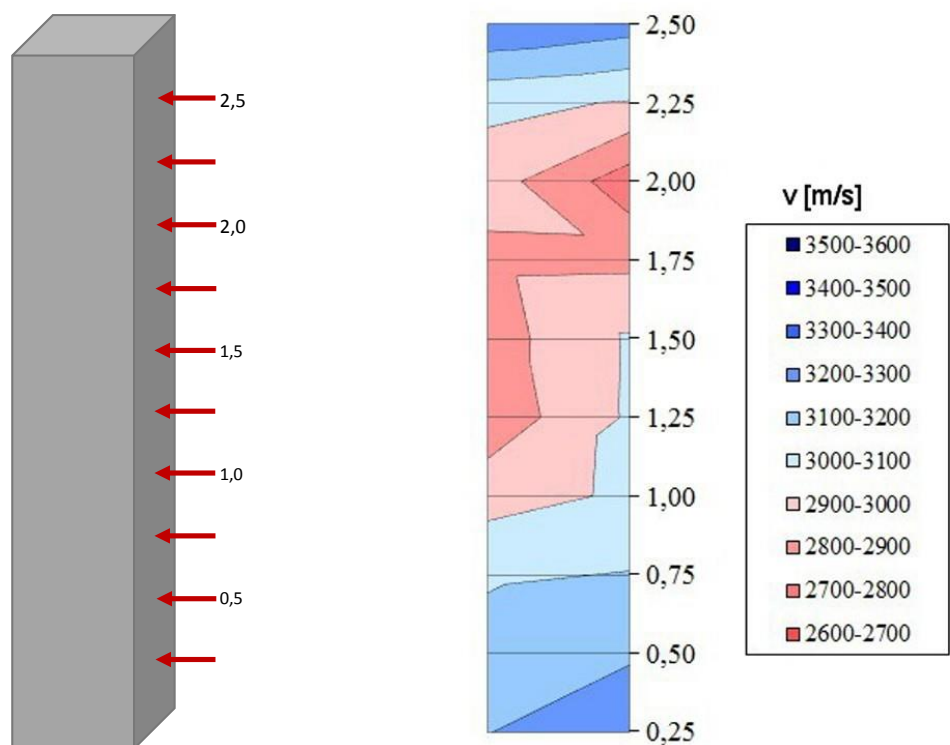


Obr. 73 Struktura betonu na vybroušeném místě; kostra je tvořena nekvalitním těžným kamenivem, ovšem hodnoty ukazatele tvrdosti jsou vysoké

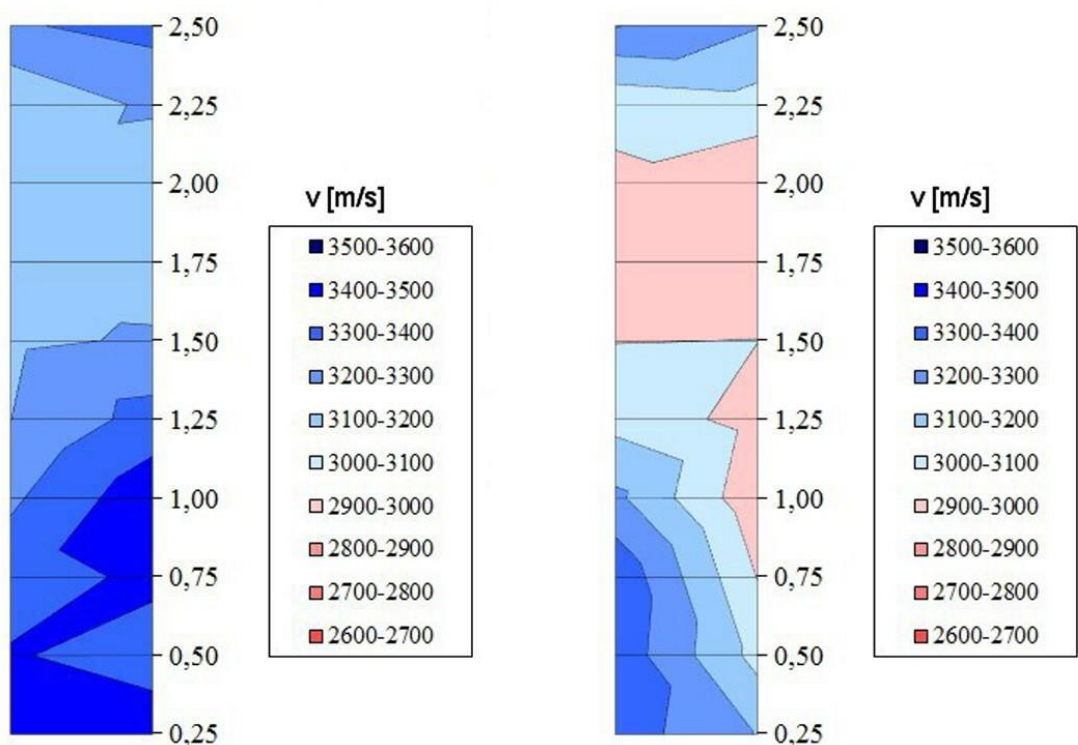
Referenční zkouškou pro pevnost v tlaku betonu je stanovení pevnosti v tlaku na tělesech vyrobených z jádrových vývrtů. K vývrtům však nedošlo z důvodu obav z možných následků na únosnost konstrukce. Jak tedy zjistit skutečný stav konstrukce, když tvrdoměrné zkoušky bez upřesnění výrazně nadhodnocují výsledky a jádrové vývrty není možno provést? Z metod uvedených v normách pro zkoušení betonu tak zůstala pouze ultrazvuková impulzová metoda.

Sloupy byly přímým způsobem v deseti výškových úrovních (Obr. 74) prozvučeny přístrojem TICO (Proceq) se sondami o frekvenci 54 kHz. O ultrazvukovém měření lze říci, že s rostoucí kvalitou betonu roste i rychlost šíření ultrazvukových impulsů. U kvalitních betonů se v_L většinou pohybuje od 4000 m/s do 4500 m/s, u horších nebo porušených betonů klesá. Pokud klesne pod 3000 m/s, pak se jedná o beton horší než špatný, tedy velmi špatný, s orientační pevností v tlaku 7 MPa [30].

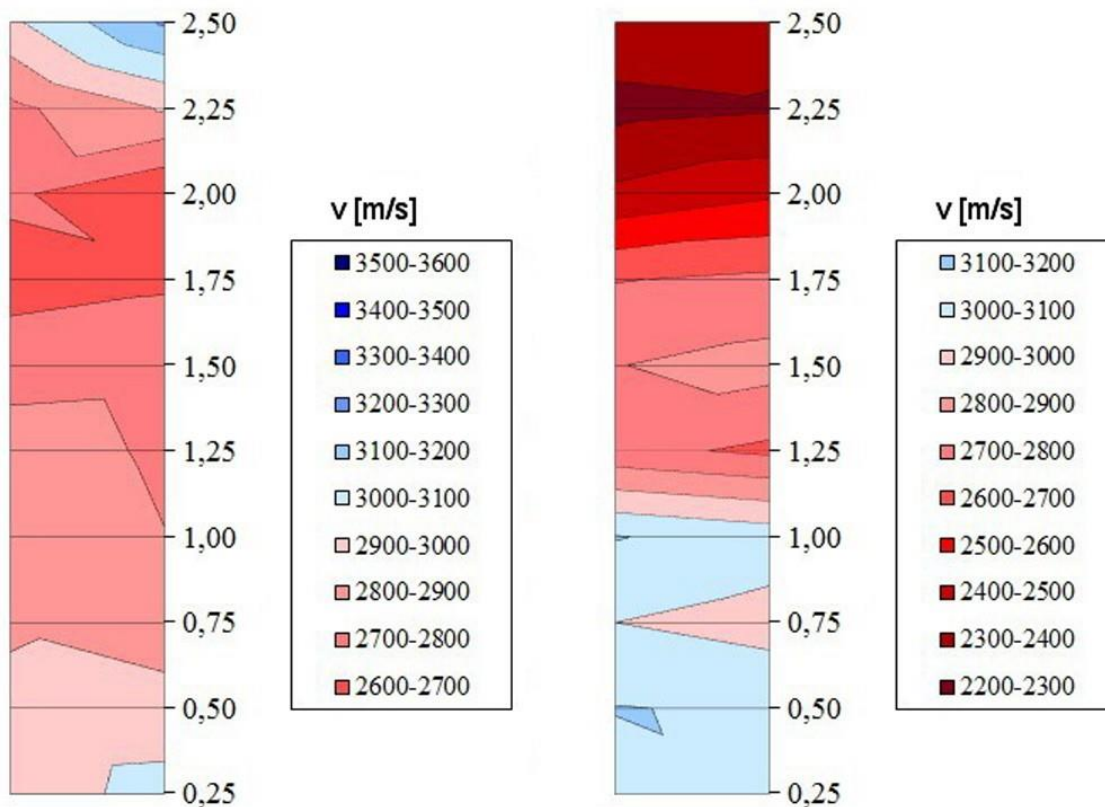
Graficky zpracované výsledky ultrazvukových měření na vybraných sloupech jsou uvedeny na Obr. 74 až Obr. 76. Povrchové grafy jsou vyladěny do odstínů dvou barev – modré pro rychlost šíření vyšší než 3000 m/s (beton přibližně odpovídající původní deklaraci B 170) a červené pro rychlost šíření nižší než 3000 m/s (beton velmi špatné kvality a/nebo porušený trhlinami).



Obr. 74 Schéma deseti měřících úrovní na sloupu. Vpravo výsledky měření rychlosti šíření uz vlnění na sloupu č. 2, s výrazným poklesem ve výšce od 1,0 do 2,25 m.



Obr. 75 Výsledky měření rychlosti šíření uz vlnění na sloupu č. 3 (vlevo) a sloupu č. 4. Sloup č. 3 byl ze všech nejméně poškozen, u sloupu č. 4 se poruchy začínají rozvíjet opět v úrovni 1,0 až 2,25 m.



Obr. 76 Výsledky měření rychlosti šíření UZ vlnění na sloupu č. 7 (vlevo) a sloupu č. 9, kde je rozvoj poruch kombinován s nekvalitním betonem od samého počátku – i v oblastech mimo kritické řezy je rychlost šíření nízká, nepřesahující 3200 m/s

6.4.4 Zhodnocení stavu sloupů

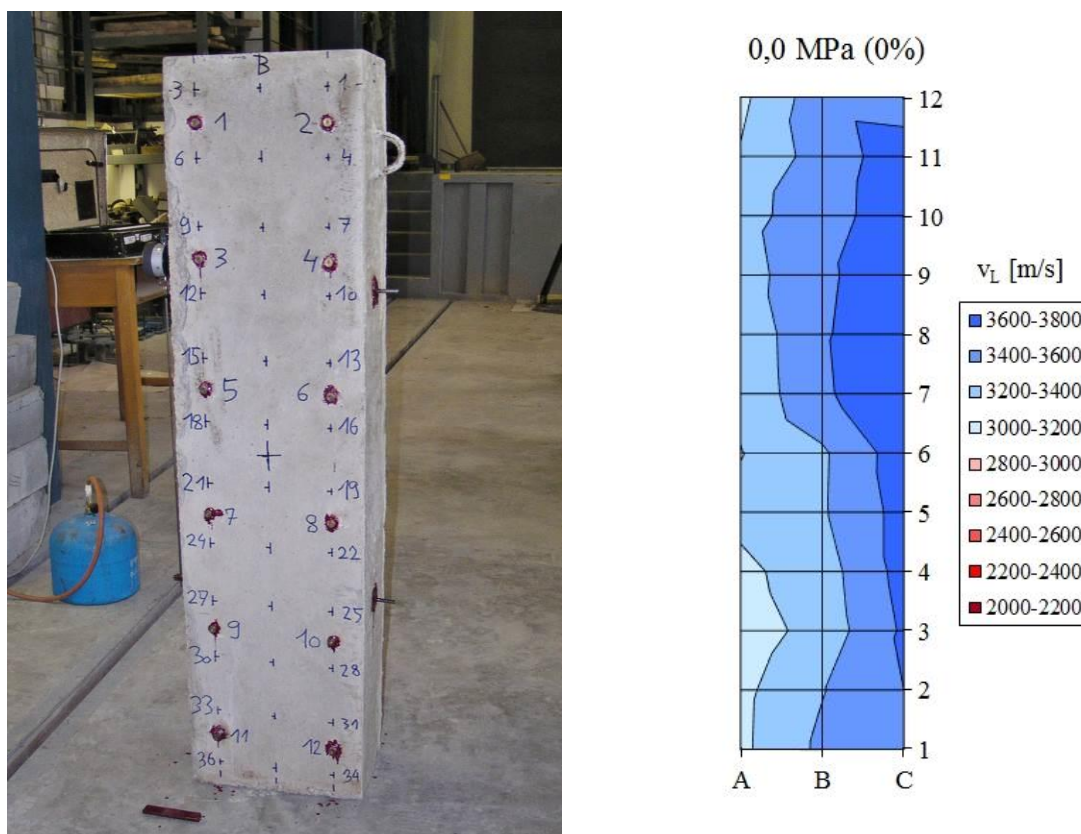
Na základě provedené vizuální prohlídky a nedestruktivního měření rychlosti šíření impulsů ultrazvukového vlnění v železobetonových sloupech monolitické nosné konstrukce garáží byla zjištěna větší či menší míra vážného narušení těchto sloupů svislými trhlinami v místě průběhu hlavní nosné výztuže, způsobená nadměrnými deformacemi sloupů a vybočováním výztuže v příčném směru. Ultrazvuková měření prokázala závažné narušení betonu většiny sloupů, který navíc má zřejmě podstatně horší vlastnosti než původně deklarovaný beton 170, který by měl mít charakteristickou pevnost v tlaku 13,5 MPa [42].

Investor původně uvažoval o zesílení pouze tří sloupů, u nichž mělo dojít k přetížení nadstavbou. Nebylo ovšem možné ignorovat fakt, že jeden ze sloupů již zkolaboval ještě před dosažením maximálního stálého i provozního zatížení v nastavované části konstrukce. Stav sloupů byl natolik vážný (havarijní), že k zesílení muselo dojít u všech, neboť proces jejich porušování byl již nastartován a k jejich kolapsu mohlo v budoucnu dojít i bez zvyšování zatížení, např. vlivem dotvarování.

6.4.5 Ověření stavu napjatosti sloupů laboratorními zkouškami

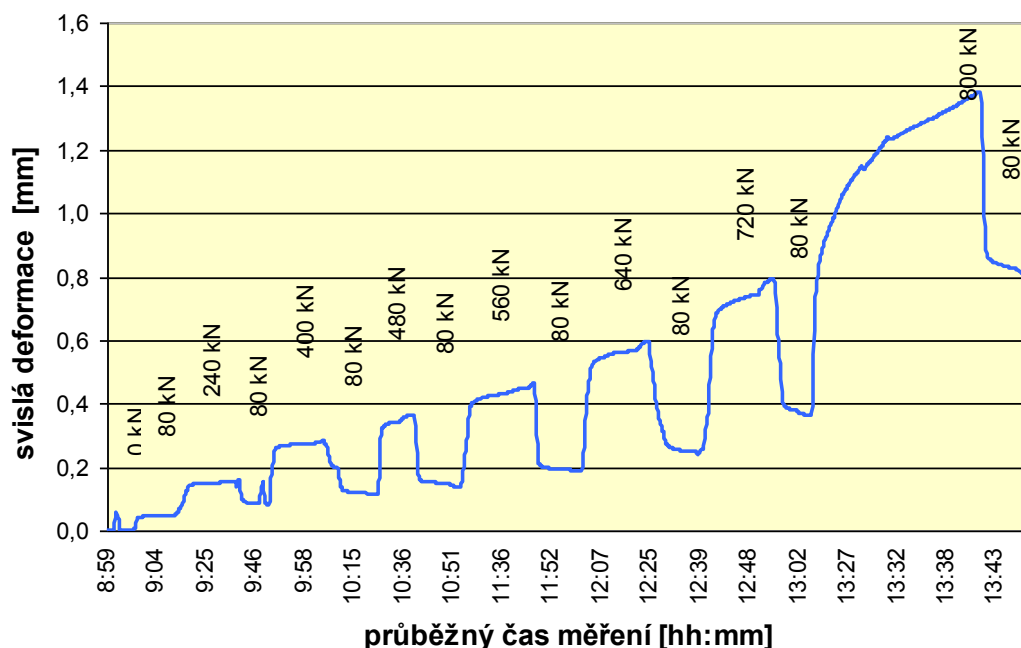
Ultrazvukové měření sloupů in situ jednoznačně prokázalo poškození sloupů trhlinami od nadměrného stlačení, ovšem neodpovědělo zcela na otázku, do jaké míry byly sloupy poškozeny. Na základě měření byl naplánován experiment, v jehož rámci byly vyrobeny zkušební železobetonové sloupky s půdorysnými rozměry 180×300 mm a výškou 1200 mm – Obr. 77. lišící se druhem betonu a stupněm vyztužení. Na každém sloupu bylo v pravidelné síti 100×100 mm měřeno celkem 36 měřicích základen ultrazvukem (3 svislé a 12 vodorovných linií) při každém zatěžovacím stupni.

Zkušební pilíř byl vyroben ve formě ve vodorovné poloze. Již před vlastním zatěžováním odhalilo ultrazvukové prozvučování skutečnost, že beton od spodní strany formy je výrazně hutnější. Tato vrstevnatost je nejlépe patrná z grafického znázornění izovel – křivek o stejné rychlosti šíření UZ vln, na Obr. 77 vpravo. Na vlastní cíl experimentu neměla tato skutečnost vliv, v případě betonáže sloupu po výšce by se pravděpodobně vytvořila oblast betonu s horšími fyzikálně mechanickými vlastnostmi v hlavě sloupu a tím by vzniklo pravděpodobné odlišné místo porušení při tlakovém namáhání.



Obr. 77 Zkušební sloup s vyznačeným rastrem 36 základen pro ultrazvukové měření a body pro měření deformací; vpravo grafické znázornění rychlosti šíření ultrazvukového vlnění v povrchovém grafu, patrná vrstevnatost betonu daná nekvalitní směsí a betonáží ve vodorovné poloze (vlevo dole oblast s nejhorším betonem)

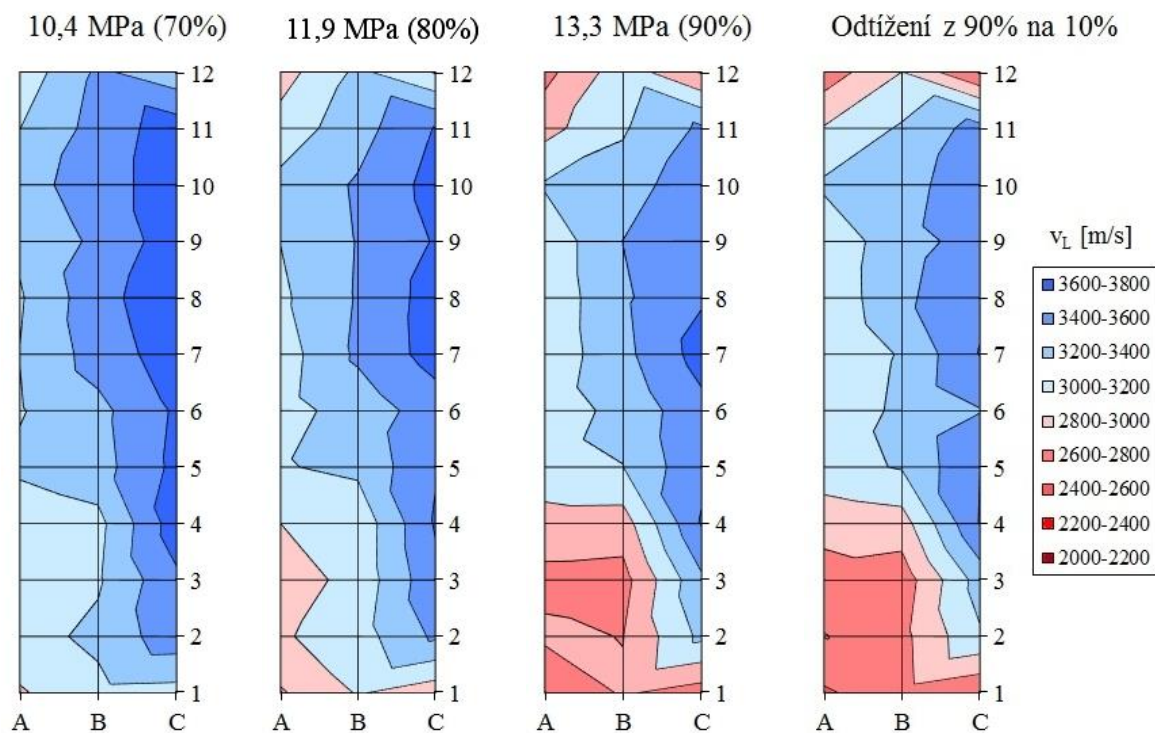
Na Obr. 78 je znázorněn časový průběh zatěžování a svislých deformací jednoho ze zkušebních těles – slabě vyztuženého sloupu (výztuž 10425 Ø 12 mm v rozích a tříminky Ø 6 mm) z betonu pevnostní třídy odpovídající bývalé třídě B 170 (charakteristická pevnost v tlaku 13,5 MPa) – cílem bylo simulovat sloup podobný sloupům v garážích. Maximální dosažené zatížení 800 kN odpovídá tlakovému napětí přibližně 15 MPa.



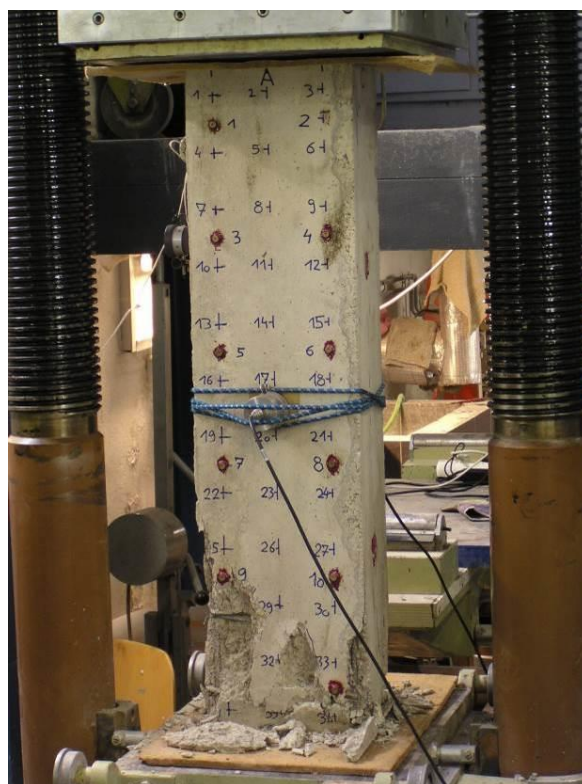
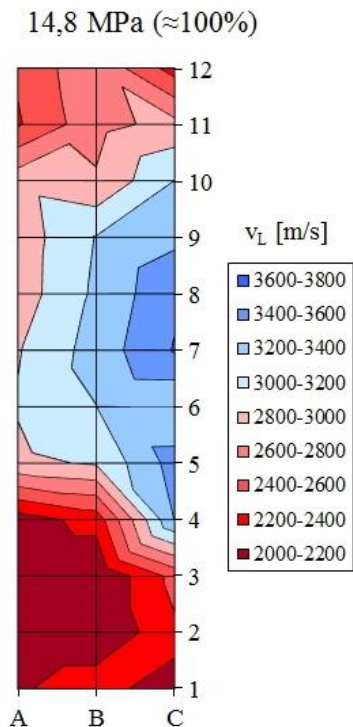
Obr. 78 Časový průběh zatěžování vyztuženého sloupu se základním stupněm 80 kN (10%) a mezním zatížením 800 kN (100%), odpovídajícím napětí cca 15 MPa

Výsledky ultrazvukových měření na vybraném sloupu v různých zatěžovacích stupních od 70 % do 90 % včetně odtížení z 90 % na 10 % jsou ve formě povrchových grafů uvedeny na Obr. 79. Povrchové grafy jsou vyladěny do odstínů dvou barev – modré pro rychlost šíření vyšší než 3000 m/s (beton přibližně odpovídající původní deklaraci B 170) a červené pro rychlost šíření nižší než 3000 m/s (beton porušený mikrotrhlinami a trhlinami). Pro stupeň 90 % napjatosti je zde uvedeno měření.

Poslední měření proběhlo při zatěžovacím stupni 800 kN (napětí 14,8 MPa), zde již byl pokles rychlosti ultrazvukového vlnění markantní, stejně jako růst deformací sloupu. Po odtížení na 80 kN a následném opětovném dosažení zatížení 800 kN se již deformace neustálily a došlo k rozdrčení sloupu dole v patě – viz Obr. 80.



Obr. 79 Znárodnění rychlosti šíření ultrazvukového vlnění v povrchních grafech pro stupně zatížení odpovídající 70 %, 80 % a 90 % mezní únosnosti sloupu, včetně stavu po odtižení z 90 % na 10 % – zde se již projeví trvalé deformace betonu



Obr. 80 Grafické znázornění rychlosti šíření UZ vlnění pro zatížení odpovídající 100 % únosnosti – po odtižení a opakovaném zatížení došlo k destrukci sloupu (vpravo)

6.4.6 Možnosti ultrazvukové metody pro zjišťování poruch struktury betonu

Předchozí příklad ukázal, že pro daný druh betonu a způsob vyztužení lze pomocí ultrazvukové metody spolehlivě odhalit porušení betonu sloupu, pokud je v průřezu dosaženo 80-90 % mezního napětí. To byla ostatně i napjatost dosažená ve sloupech nosné konstrukce garáží přitěžovaných nadstavbou a bylo jen otázkou času, kdy by došlo ke zřícení celého objektu. Vlastně je štěstí, že k havárii jednoho ze sloupů došlo v době rekonstrukce a že se obešla bez větších škod, s výjimkou zvýšených nákladů na statické zajištění.

Kromě slabě vyztuženého sloupu z málo pevného betonu byly dále zkoušeny ještě sloupy z betonu třídy C 25/30 s různým stupněm vyztužení. V případě slabě vyztuženého kvalitního betonu byla citlivost ultrazvukové metody nejnižší – beton se chová do značné míry pružně a krátce po vzniku trvalých deformací dojde ke ztrátě únosnosti. Naopak v případě silně vyztuženého sloupu ultrazvuk indikoval změny ve struktuře betonu již od 50 % mezního zatížení.

Měření v laboratoři inspirované reálným příkladem z praxe jednoznačně prokázalo, že existuje těsná závislost mezi nárůstem trvalých deformací a poklesem rychlosti šíření ultrazvuku. Této závislosti bude možné prakticky využít při stanovení míry porušení struktury betonu v železobetonových sloupech. V rámci měření na stavbách při neznalosti počátečního stavu (po betonáži) však bude nutné počítat s nestejnou hustotou betonu, neboť menší hustota se na rychlosti šíření ultrazvukového vlnění projeví stejným způsobem jako mikroporuchy. V těchto složitějších případech diagnostiky se uplatní nové obrazovkové přístroje (např. Pundit PI-200) které umožňují kromě rychlosti šíření stanovit rovněž útlumové charakteristiky materiálu, které jsou v případě narušení struktury jiné než v případě nižší kvality betonu.

Na základě výsledků měření lze rovněž předpokládat, že citlivost ultrazvukové metody bude vyšší u betonů nižších pevnostních tříd, které se vyznačují větší plasticitou, a rovněž u betonů silně vyztužených, kde se vyztuž podílí na zvýšení únosnosti a umožňuje betonu více se deformovat [7].

7 NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTIKA VÝZTUŽE

7.1 NOVÉ MOŽNOSTI ELEKTROMAGNETICKÉ METODY

Ačkoliv je metoda elektromagnetických indikátorů v podstatě nejrozšířenější nedestruktivní metodou pro lokalizaci výztuže v železobetonových konstrukcích, nejsou v odborné literatuře obsaženy prakticky žádné výsledky měření. Hlavní důvod tohoto tristního stavu lze vidět zejména v poměrně primitivní zobrazovací schopnosti dosavadních indikátorů od Pachometru Teba až po Profometer 5+. Výstupy měření se tak doposud prezentovaly zejména ve formě fotografií čar nakreslených přímo na povrchu konstrukce, případně překreslených řezů či pohledů na výkresech. Pokrok v zobrazování hledané výztuže přinesl až Ferroskan od firmy Hilti, ovšem teprve Profometer PM-630 (650) od firmy Proceq rozšířil možnosti využití metody včetně grafických výstupů záznamu o měření, lepší odhad průměru výztuže a možností korekcí vzdálenosti sousední výztuže, která vede ke zpřesnění měření. U tohoto přístroje platí, že čím vyšší je kvalifikace obsluhy a její zkušenost, tím lepších výsledků lze dosáhnout. Autor práce považuje za profesně velmi přínosné, že mohl přístroj v roce 2014 jako první v České republice používat a podrobit ho zátěžovému testu po dobu 30 dnů v extrémních podmínkách průzkumů různých staveb. Teprve po důkladném zvážení všech kladů i záporů byl přístroj zakoupen a od té doby ještě mnohokrát použit. Následující příklady dokladují výraznou inovaci a rozšíření možností metody elektromagnetických indikátorů výztuže. Význam metody ještě vzrůstá v kombinaci s radarem, o němž je však v této práci pojednáno pouze okrajově, neboť metoda radaru je předmětem práce kolegy na Ústavu stavebního zkušebnictví.

Praktické příklady využití elektromagnetického indikátoru Profometer PM-630 lze rozdělit do několika skupin:

- Zjištění přítomnosti a polohy výztuže; zde jsou ukázány spíše speciální případy jako ověření přítomnosti ohybů či přesné nalezení počátku ohybů v deskách.
- Zjištění krytí, kde je přesnost srovnatelná s předchozími typy, ovšem kvalitativním posunem je možnost zobrazení a hlavně záznamu měření. Příkladem je zjištění krytí třmínek ze všech čtyř stran sloupu v objektu výškového domu.
- Stanovení průměru výztuže; jedná se o úlohu ovlivněnou mnoha parametry, z nichž některé lze předvídat a zohlednit snadněji (např. rozteče výztuže v podélném i příčném směru), jiné obtížněji (např. efekt svařených sítí, překrývající se výztuž, apod.). Další nadhodnocení průměru mohou souviset s výskytem elektromagnetických polí (jeřábové dráhy, propojená výztuž v mnohapatrných budovách). Proto je vhodné metodu kombinovat s ověřením průměru jiným způsobem, např. cílenou sekanou sondou.

7.2 PŘÍKLADY ZJIŠŤOVÁNÍ POLOHY VÝZTUŽE

7.2.1 Ověření vyztužení spojitě desky v pavilonu „Z“ na Brněnském výstavišti

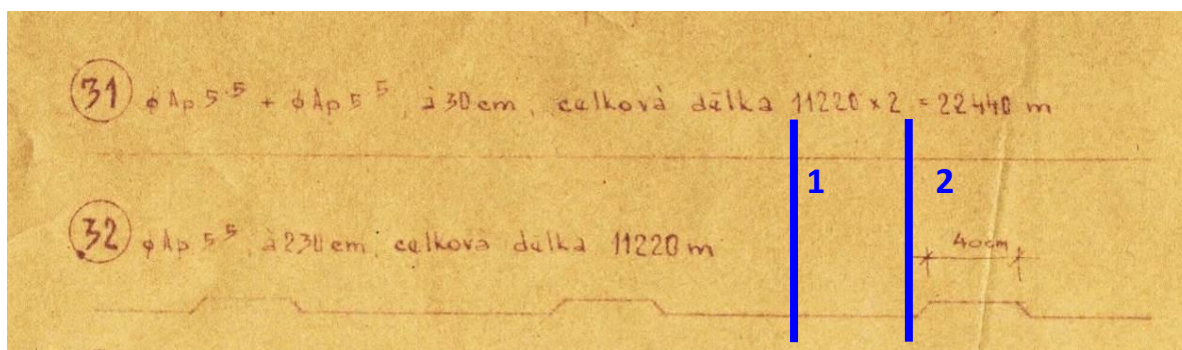
Výhody a možnosti uplatnění nového Profometru PM-630 se ukázaly v rámci reálných měření na stavbách, jako například při průzkumu vyztužení stropních konstrukcí galerií v pavilonu „Z“ na Brněnském výstavišti – viz Obr. 81.



Obr. 81 Pohled na stropní konstrukci galerie II v pavilonu „Z“

Jedná se o standardní trémový strop s deskami, přičemž desky s rozpětím cca 1,0 m jsou poměrně subtilní. Dle výkresové dokumentace měly desky mít částečně spojitý charakter, což znamená, že část prutů hlavní výztuže by se měla nad žebry ohýbat směrem nahoru.

Předpokládaná poloha výztuže je patrná z výkresové dokumentace, jejíž výřez je uveden na Obr. 82. Jsou zde znázorněny dva typy prutů hlavní výztuže – č. 31 je průběžná dolní výztuž \emptyset Ap 5,5 á 300 mm a č. 32 je výztuž s ohyby nad trámy \emptyset Ap 5,5 á 300 mm.



Obr. 82 Hlavní výztuž v desce dle výkresové dokumentace, každá druhá vložka nad žebrem ohnuta; vyznačeno měření 1 uprostřed rozpětí a 2 v blízkosti kraje desky

Vzhledem k rozměru radaru HILTI a zaobleným přechodům mezi deskami a žebry se ohyby hlavní výztuže nacházely mimo dosah radaru. Proto ověření ohybů, stejně jako stanovení krytí a roztečí hlavní i rozdělovací výztuže, bylo provedeno elektromagnetickým indikátorem Profometer PM-630.

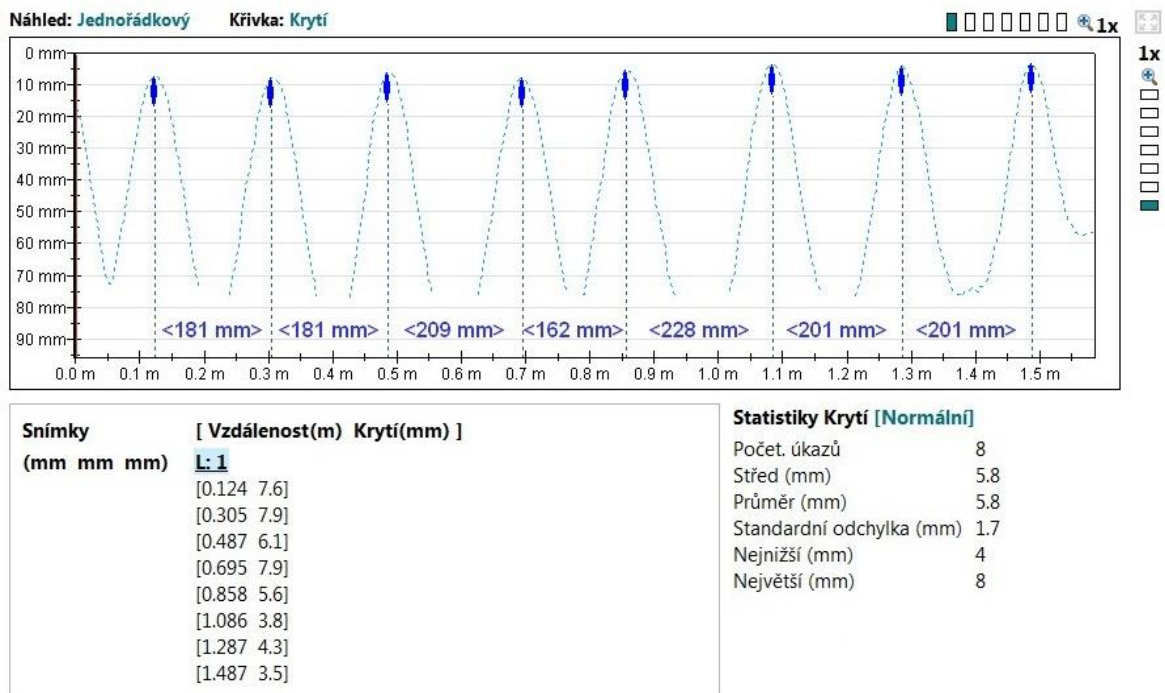
Měření probíhalo ve dvou fázích – 1. uprostřed rozpětí desky, 2. na okraji v místě přechodu do trámu – viz Obr. 83.



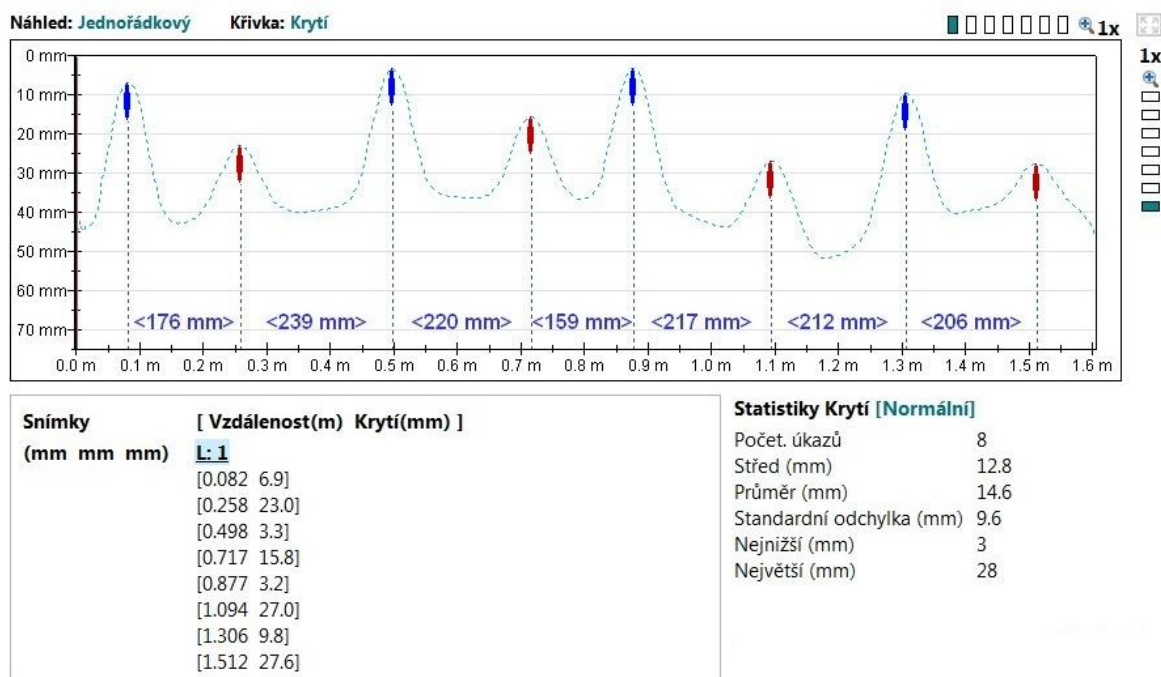
Obr. 83 Měření polohy a krytí výztuže na mezitrámové desce galerie II v Pavilonu „Z“ na Brněnském výstavišti

Výsledky měření uprostřed rozpětí desky jsou patrné z Obr. 84. Všechny pruty výztuže se nacházejí těsně pod povrchem desky, krytí se pohybuje pouze od 3 mm do 8 mm. Není možné rozeznat, který z prutů je průběžný a který se nad trámem ohýbá. Rozteče prutů jsou přibližně 200 mm, přístroj zaznamená všechny rozteče v měřené linii.

Měření na okraji desky probíhalo v těsné blízkosti trámu. Na dalším obrázku Obr. 85 je grafický záznam z měření po provedení korekce krytí vzhledem k oddálení koleček na zaobleném náběhu desky (přístroj umožňuje odečtení tloušťky podložky, v tomto případě oddálení sondy na náběhu). Výsledky jsou zcela průkazné – každý druhý prut výztuže je ohnut směrem nahoru nad trám, přesně podle výkresové dokumentace. Co naopak neodpovídá dokumentaci je vzdálenost výztuží, a to 400 mm proti projektovaným 300 mm.



Obr. 84 Na záznamu z měření na desce uprostřed rozpětí mezi žebry jsou znázorněny všechny pruty hlavní výztuže (průběžné i ohýbané) s krytím od 3 mm do 8 mm a s průměrnou roztečí 200 mm



Obr. 85 V místě přechodu desky do trámu se pravidelně střídají pruty průběžné hlavní výztuže (modré) a pruty ohýbané výztuže (červené), obojí po cca 400 mm

Je zřejmé, že právě pro zjištění ohybů v deskách se najde široké uplatnění, jak ostatně ukazuje i další příklad měření na prostě uložené desce mostu.

7.2.2 Lokalizace polohy ohybů výztuže v železobetonové desce mostu

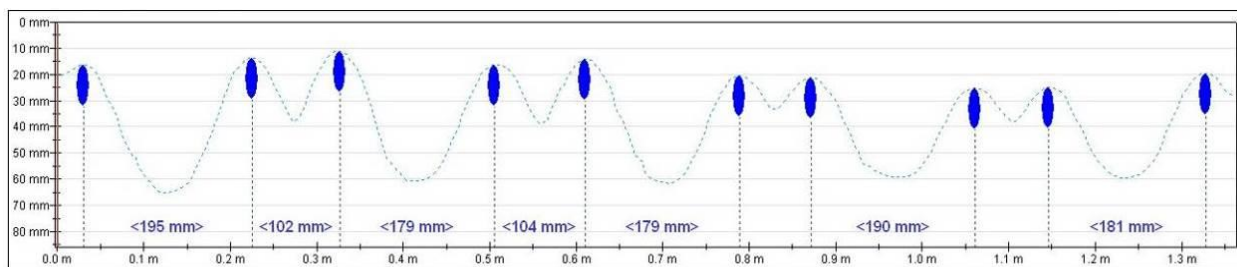
Dalším příkladem úspěšného zjištění vyztužení desky nedestruktivním způsobem je diagnostika železobetonové nosné konstrukce silničního mostu přes potok v obci Nosislav u Brna – viz Obr. 86. Nosná konstrukce mostu je tvořena železobetonovou deskou o tloušťce 280 mm, uloženou přes lepenku na masivních betonových opěrách (bez ložisek). Světla vzdálenost opěr je 3,00 m, teoretické rozpětí 3,28 m. Šířka mostu je 8,0 m, ve skutečnosti se jedná o dvě desky o šířce 4,0 m navzájem oddělené dilatační spárou [40].



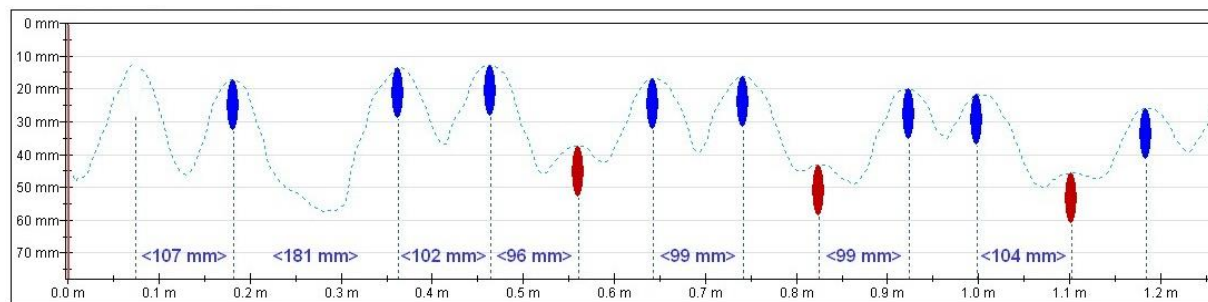
Obr. 86 Pohled ze severovýchodu na most přes místní potok v obci Nosislav

Ověření vyztužení proběhlo s využitím přístroje Profometer PM-630. Měření mělo za úkol zjistit množství profilů, rozteče, tloušťku krycí vrstvy, zejména však přesně lokalizovat místa ohybů dolní hlavní výztuže. Ověření průměru výztuže a druhu nebylo nijak problematické, neboť na kraji desky v blízkosti povodní římsy došlo k odpadnutí krycí vrstvy a obnažení několika výztužných vložek – jednalo se o výztuž \varnothing 16 mm kruhovou hladkou 10216 (E).

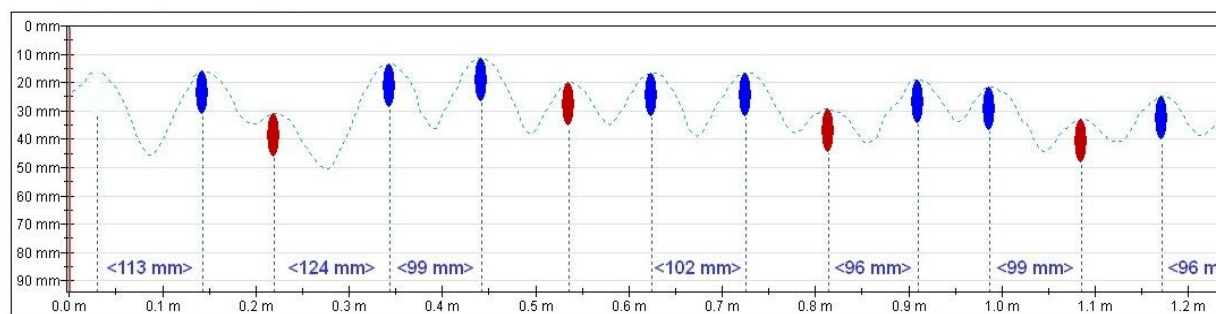
Ke zjištění ohybů byla využita metodika předtím vyzkoušená laboratorně – pomocí několika liniových skenů za sebou a měření krytí výztuže je možné s přesností \pm 10 mm lokalizovat pruty, které se ohýbají směrem nahoru, a tudíž se zvyšuje jejich krytí. Ve středu mostu byl proveden liniový sken o délce přibližně 1,2 m, v němž bylo jednoznačně identifikováno 12 profilů s roztečemi 80 – 90 mm. Průměrná hodnota krytí činila pouze cca 12 mm. Následovalo několik liniových skenů ve vzdálenosti **0,12 m**, **0,22 m**, 0,26 m, **0,29 m**, **0,32 m** a 0,40 m od líce opěry. Tučně jsou zvýrazněny stěžejní skeny dokumentované dále na Obr. 87. Vzdálenost byla operativně stanovena podle výsledků měření krytí. Poloha linií na desce je patrná z upravené fotografie na Obr. 88.



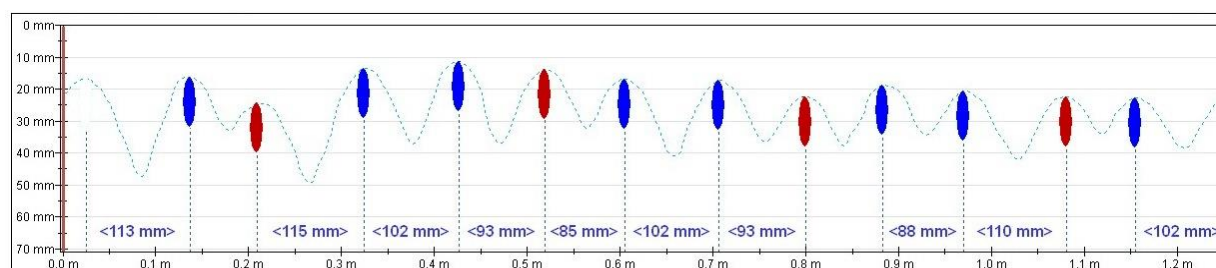
A) Liniový sken ve vzdálenosti 0,12 m od líce opěry



B) Liniový sken ve vzdálenosti 0,22 m od líce opěry



C) Liniový sken ve vzdálenosti 0,29 m od líce opěry



D) Liniový sken ve vzdálenosti 0,32 m od líce opěry

Obr. 87 Série liniových skenů ve vzdálenosti 0,12 m, 0,22 m, 0,29 m a 0,32 m od líce opěry – ohýbaná výztuž (červená) se postupně přibližuje k povrchu na úroveň průběžné výztuže

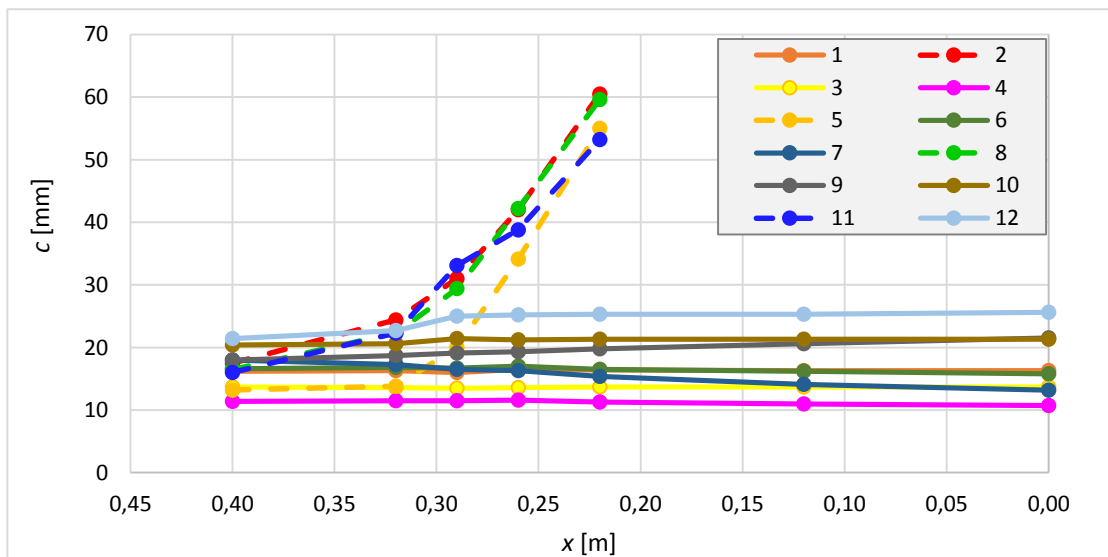


Obr. 88 Pohled na desku nosné konstrukce s vyznačenými liniemi skenování výztuže

Kompletní výsledky měření krytí jsou uvedeny v Tab. 22 a na Obr. 89. Měření krytí ohýbané výztuže je samozřejmě možné jen do určité hloubky, z principu elektromagnetické metody vyplývá, že výztuž ve větší hloubce je zastíněna sousedními průběžnými pruty umístěnými blíže povrchu.

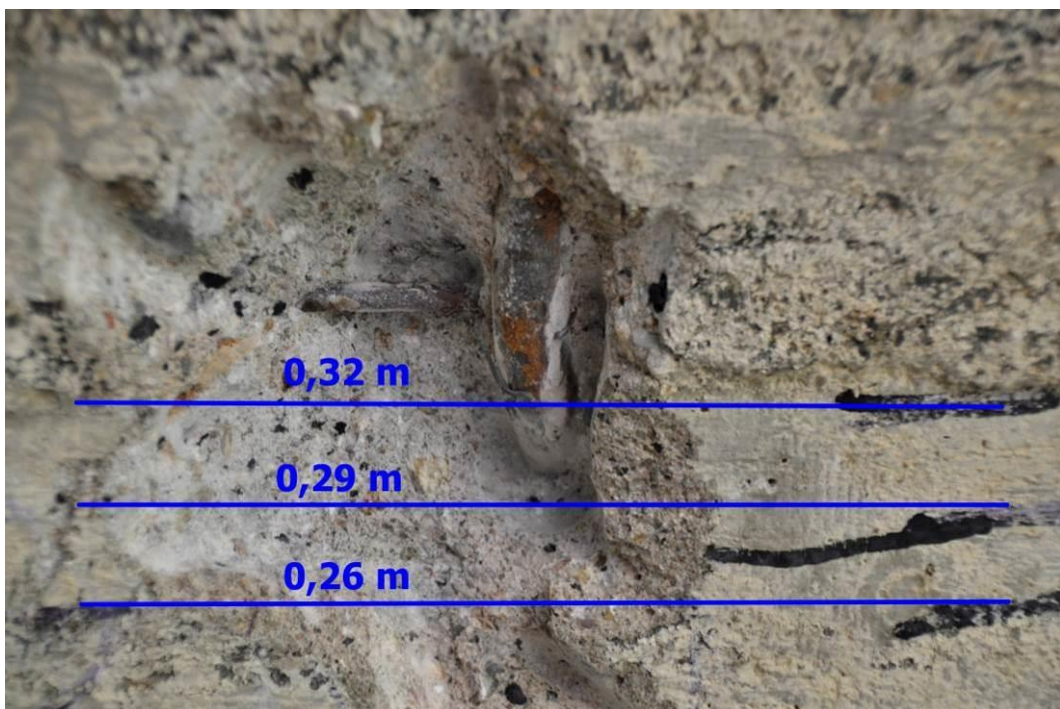
Tab. 22 Výsledky měření krycí vrstvy výztuže v různých vzdálenostech od líce opěry

Vzdálenost od líce	0,40	0,32	0,29	0,26	0,22	0,12	0,00
Prut č.	Velikost krytí c [mm]						
1	16,2	16,3	16,0	16,5	16,4	16,3	16,3
2	17,5	24,4	31,0	42,0	60,5		
3	13,7	13,6	13,5	13,6	13,7	13,7	13,7
4	11,4	11,5	11,5	11,6	11,3	11,0	10,7
5	13,2	13,8	20,0	34,1	55,0		
6	16,6	16,8	16,7	17,0	16,5	16,2	15,8
7	18,0	17,3	16,5	16,3	15,4	14,1	13,2
8	16,5	22,3	29,4	42,2	59,6		
9	18,0	18,7	19,1	19,3	19,8	20,6	21,5
10	20,4	20,6	21,4	21,2	21,3	21,3	21,3
11	16,0	22,3	33,1	38,8	53,2		
12	21,4	22,7	25,0	25,2	25,3	25,3	25,6



Obr. 89 Grafické znázornění krycí vrstvy betonu c pro pruty č. 1 až 12 – pruty č. 2, 8 a 11 se ohýbají ve vzdálenosti 0,32 m, prut č. 5 ve vzdálenosti 0,29 m od líce opěry

Následně byla ještě provedena kontrola jednoho ohybu prutu č. 8 odseknutím krycí vrstvy betonu – viz Obr. 90. Počátek ohybu byl skutečně identifikován s přesností ± 10 mm ve vzdálenosti 0,32 m od líce opěry. Ukázalo se, že metoda je velmi přesná pro daný případ identifikace ohybů výztuže a lze ji tedy s výhodou použít ve všech případech, kdy jsou jednotlivé pruty jednoznačně identifikovatelné.



Obr. 90 Kontrola polohy ohybu prutu č. 8 – počátek ohybu velmi přesně odpovídá rysce ve vzdálenosti 0,32 m od líce opěry

7.2.3 Ověření polohy ohybů výztuže v příčniku mostu v Ostravě

Zkušenosti s vyhledáváním ohybů hlavní výztuže získané při průzkumu malého deskového mostu v Nosislavi posloužily k podstatně důležitějšímu úkolu – nalezení přesné polohy tří ohybů výztuže o průměru \varnothing 32 mm před provedením dodatečných jádrových vrtů v těsné blízkosti této výztuže za účelem dodatečného předpětí trhlinami porušeného koncového příčniku v příčném směru. K měření vedla obava projektanta, zda skutečné provedení ohybů odpovídá projektové dokumentaci. Koncový příčník je patrný na fotografii mostu na Obr. 91.



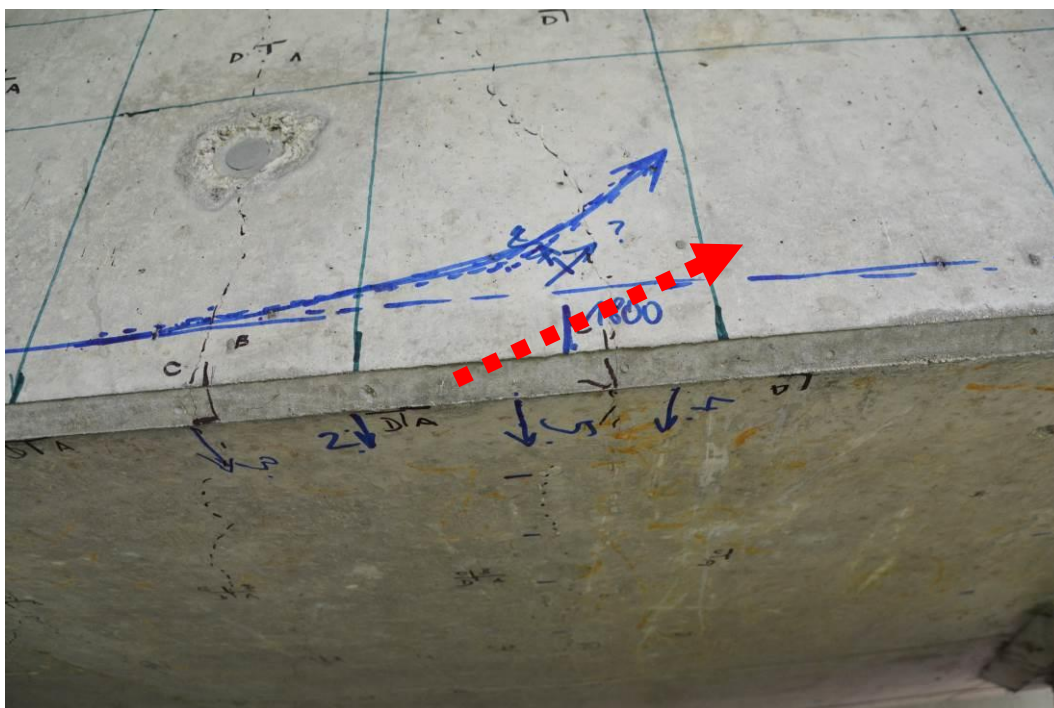
Obr. 91 Pohled na most v Ostravě – Mariánských Horách, nosná konstrukce je zakončena mohutným koncovým příčníkem

Koncový příčník měl být provrtán šikmými jádrovými vrty z obou čel ústími na spodním líci příčniku v těsné blízkosti ohybů hlavní výztuže \varnothing 32 mm, kterou nebylo žádoucí poškodit. Jednalo se o 3 ohyby z celkového počtu 11 prutů výztuže. Měření mohlo proběhnout díky dostatečné vzdálenosti 0,48 m mezi úložným prahem a koncovým příčníkem. Poloha průběžných prutů \varnothing 32 mm zahnutých směrem nahoru na čele příčniku je patrná z Obr. 92.

Ačkoliv krytí výztuže dosáhlo 50 mm, vzhledem k dostatečné vzdálenosti prutů (110 mm až 150 mm) bylo možné na spodním líci najít jak přesnou polohu všech 11 prutů, tak i přesnou polohu všech tří ohybů. Tato poloha byla zakreslena přímo na konstrukci z boku příčniku – viz Obr. 93.

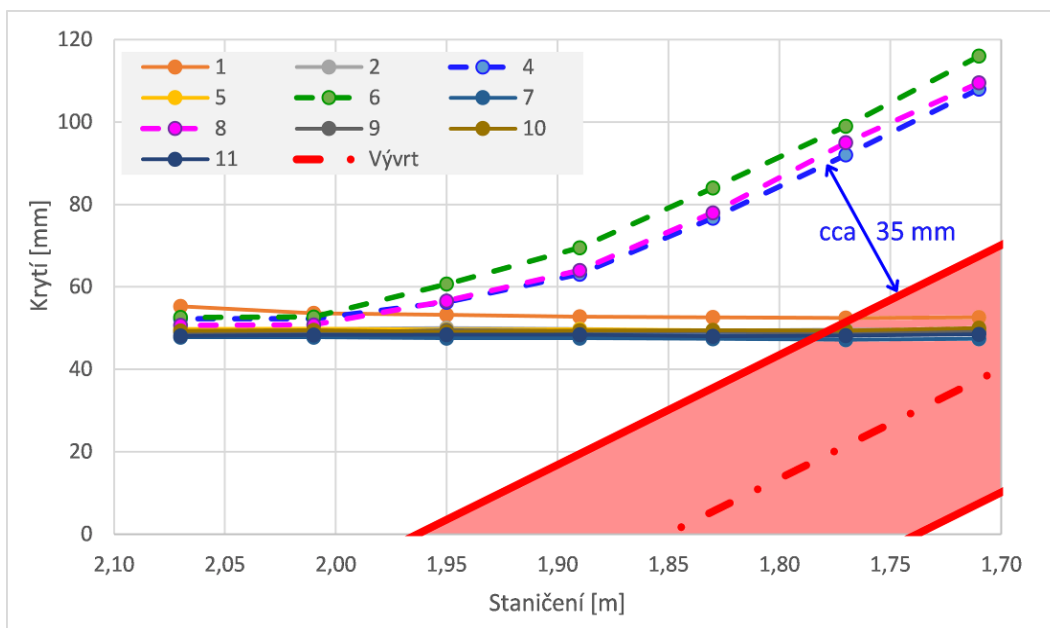


Obr. 92 Na čele koncového příčnicku je zakresleno 8 z 11 prutů $\varnothing 32$ mm ohnutých z dolního povrchu o 90° směrem nahoru, zbývající 3 pruty (označené červeně) byly šikmo ohnuty ve vzdálenosti 1,85 m od čela příčnicku



Obr. 93 Zakreslení krytí průběžné výztuže i ohýbané výztuže z boku konstrukce, červená šipka znázorňuje osu jádrového vývrtu

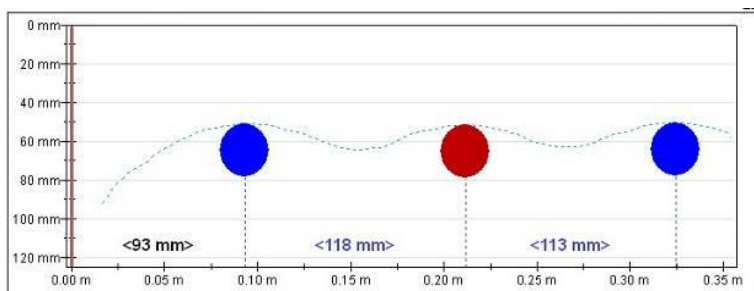
Přesné vynesení krytí výztuže v místě ohybů je znázorněno graficky na Obr. 94. Zde je rovněž schematicky zakreslena poloha jádrového vrtu.



Obr. 94 Grafické znázornění velikosti krycí vrstvy betonu u jednotlivých prutů výztuže včetně ohýbaných prutů č. 4, 6 a 8, červeně je orientačně znázorněna poloha jádrového vrtu v místě ohybů pro dodatečné předepnutí příčniku

Obavy projektanta se tak naštěstí nepotvrdily. Střed jádrového vrtu o vnějším průměru $\varnothing 57$ mm měl ústit ve vzdálenosti 1,85 m od konce příčniku, takže horní okraj vrtu měl být podle projektové dokumentace vzdálen pouze 25 mm od povrchu ohýbané výztuže. Jak ukazuje grafické znázornění krytí výztuže včetně tří ohybů na Obr. 94, ve skutečnosti je vzdálenost okraje vrtu od výztuže dokonce 35 mm.

Pro zjištění přesnosti měření byla ještě následně provedena kalibrace v laboratoři. K měření došlo na 3 prutech výztuže $\varnothing 32$ mm při nastaveném krytí 50 mm. Jeden ohyb se nacházel mezi dvěma průběžnými pruty, osová vzdálenost prutů 115 mm vycházela z nejnižší osové vzdálenosti mezi pruty zjištěné na konstrukci. Pro liniová měření v řezech plus minus 60 mm od počátku ohybu bylo stanoveno krytí přístrojem Profometer PM-630 (Obr. 95), které bylo následně ověřeno posuvným měřítkem z hloubkoměrem. Z důvodu žebírek na povrchu bylo měření provedeno několikrát vždy mezi žebírky, se zaokrouhlením výsledku na celé milimetry. Z výsledků kalibračních měření je patrné, že přesnost měření je vysoká, neboť ani v případě ohybu nacházejícího se o 25 mm hlouběji pod povrchem nepřesáhla maximální odchylka měření hodnotu ± 3 mm. Jedná se v podstatě o odchylku garantovanou výrobcem s drobným projevem nestejně hloubky výztuže.



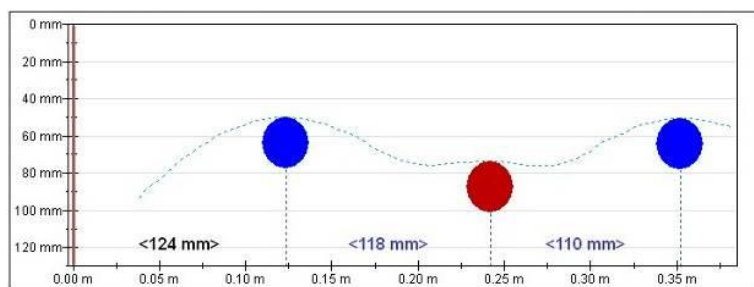
Poloha -60 mm od místa ohybu

Krytí:

50,9 mm, 51,5 mm, 50,2 mm

Ověřeno posuvným měřítkem:

50,0 mm, 51,0 mm, 50,0 mm



Poloha +60 mm od místa ohybu

Krytí:

50,1 mm, 73,8 mm, 50,5 mm

Ověřeno posuvným měřítkem:

50,0 mm, 76,0 mm, 51,0 mm

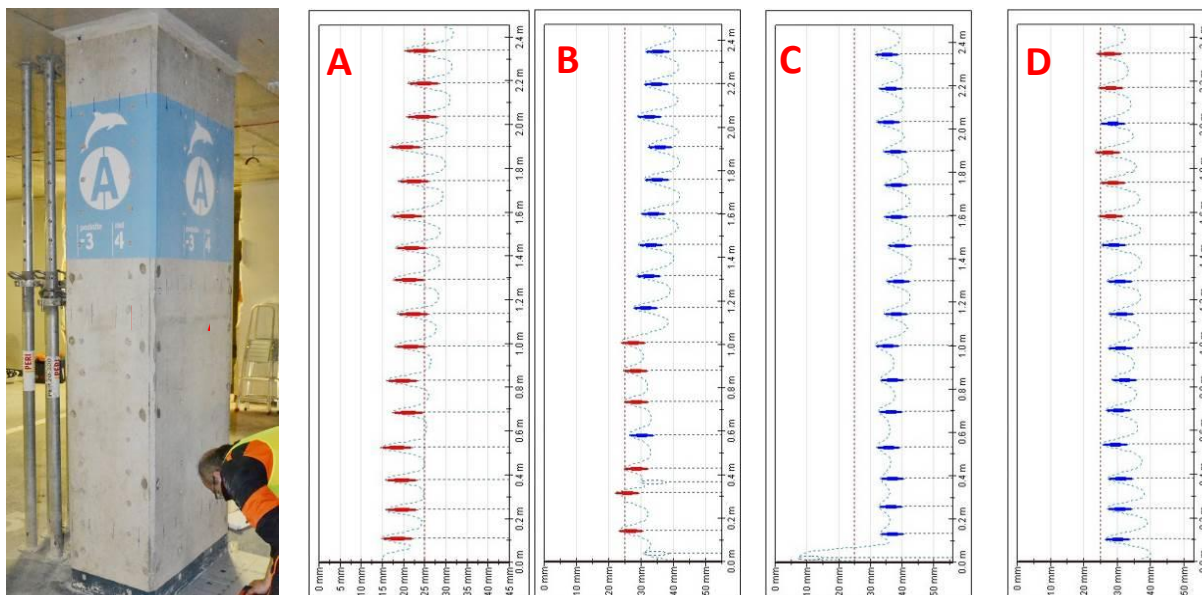
Obr. 95 Výsledky kalibračního měření na modelu tří prutů $\varnothing 32 \text{ mm}$ (prostřední s ohybem) při nastaveném krytí 50 mm. Odchyłky měření nepřesáhly hodnotu $\pm 3 \text{ mm}$

7.3 PŘÍKLADY MĚŘENÍ KRYTÍ VÝZTUŽE

7.3.1 Zjištění krytí třmínků ve sloupech

Pokud bychom měli vybrat pouze jednu nejdůležitější úlohu pro elektromagnetický indikátor výztuže, pak by to s velkou pravděpodobností bylo stanovení krytí výztuže nebo kontrola dodržení předepsaného krytí. Důvodem je vysoká přesnost měření – většina profesionálních přístrojů je schopna – za dodržení předepsaných podmínek – stanovit krytí výztuže do 50 mm s odchylkou $\pm 1 \text{ mm}$. Platí to i pro starší typy přístrojů, kdy např. Profometer 3 umožnil díky možnosti kalibrace eliminovat i vlivy sousední výztuže. Starší typy přístrojů však neumožňovaly graficky znázornit výsledky měření.

Okamžitý grafický výstup, vysoká přesnost, možnost korekce vzdálenosti sousední výztuže a značná rychlost měření patří k největším výhodám přístroje Profometer PM-6, které je možné ukázat na mnoha příkladech. Za všechny jeden názorný – měření krycí vrstvy třmínků ve sloupu jednoho bratislavského výškového domu v rámci jeho statického zajištění. Sloup s půdorysnými rozměry $800 \times 500 \text{ mm}$ je dokumentován na Obr. 96, kde jsou současně uvedeny i liniové skeny na všech čtyřech stranách sloupu, prováděné od podlahy směrem nahoru. Na každém liniovém skenu je zachyceno 16 třmínků od podlahy s průměrnou roztečí 150 mm, dále tečkovaně hranice krytí dle projektové dokumentace $c_p = 25 \text{ mm}$. Všechny třmínky nacházející se blíže povrchu než 25 mm jsou zvýrazněny červenou barvou, třmínky s krytím přesahujícím tuto hranici jsou zbarveny modře.

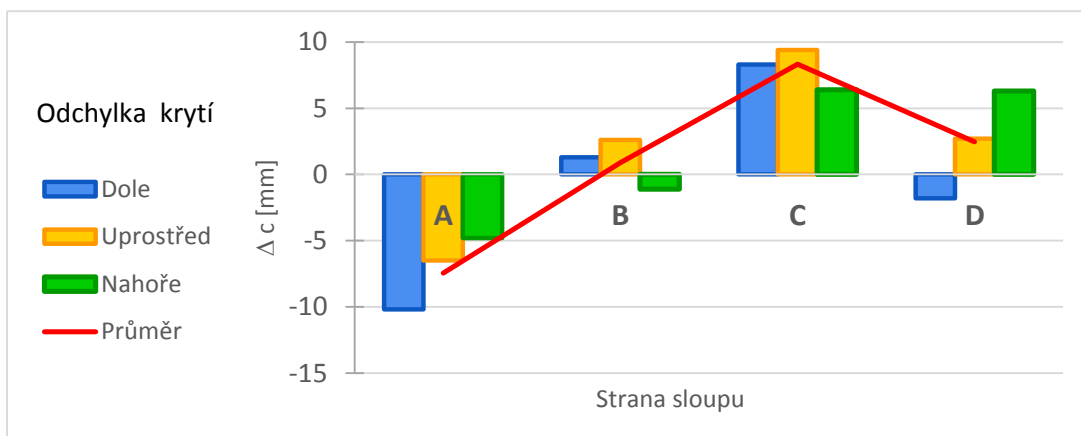


Obr. 96 Měření krytí tržmínků na monolitickém sloupu s nastavenou minimální hodnotou krytí $c_p = 25 \text{ mm}$ – tržmínky nacházející se blíže povrchu jsou zobrazeny červeně

Z měření krytí tržmínků sloupu dokumentovaného na Obr. 96 je patrné, že zatímco na straně „A“ je krytí zřetelně menší než předepsané, na protilehlé straně „C“ je situace opačná. Hodnoty odchylek od předepsaného krytí jsou zpracovány v Tab. 23 a graficky na Obr. 97.

Tab. 23 Výsledky měření krycí vrstvy tržmínků na všech čtyřech stranách A, B, C, D sloupu, červené odstíny znázorňují krytí menší než předepsané, zelené krytí větší

Tržmínek	h [m]	Velikost krytí c [mm]				Odchylka $\Delta c = c - c_p$ [mm]			
		A	B	C	D	A	B	C	D
1	0,10	14,8	26,3	33,3	23,2	-10,2	1,3	8,3	-1,8
2	0,24	15,7	27,0	32,8	22,0	-9,3	2,0	7,8	-3,0
3	0,38	15,8	27,2	33,3	24,8	-9,2	2,2	8,3	-0,2
4	0,54	14,6	25,6	32,1	26,5	-10,4	0,6	7,1	1,5
5	0,69	17,3	26,7	32,6	24,7	-7,7	1,7	7,6	-0,3
6	0,88	15,9	28,5	33,2	24,5	-9,1	3,5	8,2	-0,5
7	0,98	18,0	27,3	31,7	23,7	-7,0	2,3	6,7	-1,3
8	1,13	18,5	27,6	34,4	27,7	-6,5	2,6	9,4	2,7
9	1,29	17,5	27,1	35,1	28,6	-7,5	2,1	10,1	3,6
10	1,45	18,1	25,3	35,5	29,2	-6,9	0,3	10,5	4,2
11	1,58	17,2	24,3	34,4	30,0	-7,8	-0,7	9,4	5,0
12	1,74	18,7	24,9	34,5	31,2	-6,3	-0,1	9,5	6,2
13	1,87	16,8	23,3	34,1	32,2	-8,2	-1,7	9,1	7,2
14	2,01	20,6	25,0	32,1	28,8	-4,4	0,0	7,1	3,8
15	2,17	21,1	24,4	32,7	31,0	-3,9	-0,6	7,7	6,0
16	2,33	20,2	23,9	31,4	31,3	-4,8	-1,1	6,4	6,3
Průměr		17,6	25,9	33,3	27,5	-7,5	0,9	8,3	2,5



Obr. 97 Grafické znázornění odchylek od předepsaného krytí třmínků $c_p = 25$ mm – krytí nebylo dodrženo zejména na straně „A“ sloupu (nejblíže povrchu zde byly třmínky v dolní části sloupu), na protilehlé straně „C“ bylo krytí naopak největší

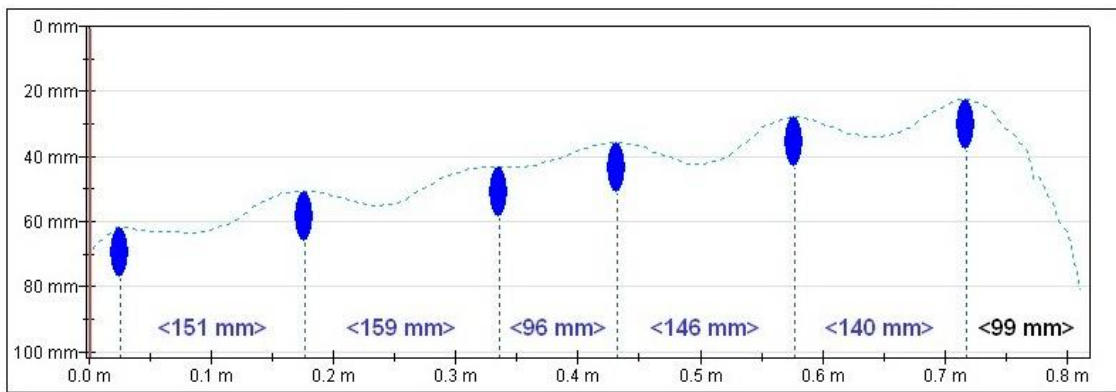
Důležité je, že vlastní měření na všech čtyřech stranách sloupu netrvalo déle než 5 minut, a to včetně přípravy a určení polohy hlavní svislé výztuže, právě z důvodu korektního měření krytí třmínků (při pohybu sondy po hlavní výztuži by došlo ke zkreslení hodnoty krytí třmínků). Nový Profometer PM-6 je tedy naprosto ideálním nástrojem pro kontrolu krytí výztuže, kvalitativně nesrovnatelně lepším, než předchozí typy indikátorů.

7.3.2 Zjištění krytí hlavní výztuže ve sloupech

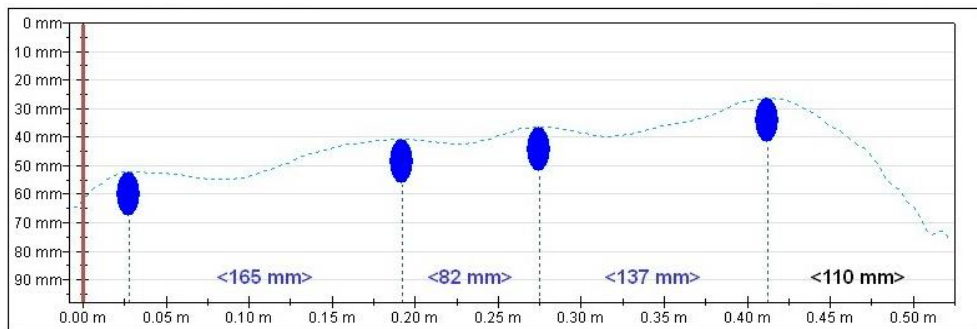
Stejně dobře jako krytí třmínků lze u sloupů stanovit i krytí hlavní výztuže. V rámci lokalizace výztuže za účelem vrtů pro přídatnou výztuž z důvodu dodatečného statického zajištění 27 podlažního objektu v Bratislavě bylo proměřeno mnoho desítek sloupů (ale i desek, stěn a dalších prvků) od úrovně 3. PP až po úroveň 4. NP. V rámci měření přitom byly mnohdy zjištěny zajímavé odchylky od „normálního“ stavu.

Dalším příkladem je měření hlavní výztuže ve sloupu s půdorysnými rozměry 500×800 mm (prakticky identický se sloupem na Obr. 96), kde byly při lokalizaci výztuže zjištěny značné rozdíly v krytí. Měření probíhalo v úrovni přibližně 1,50 m nad podlahou a pruty hlavní výztuže vždy zleva měly značné krytí proti prutům vpravo.

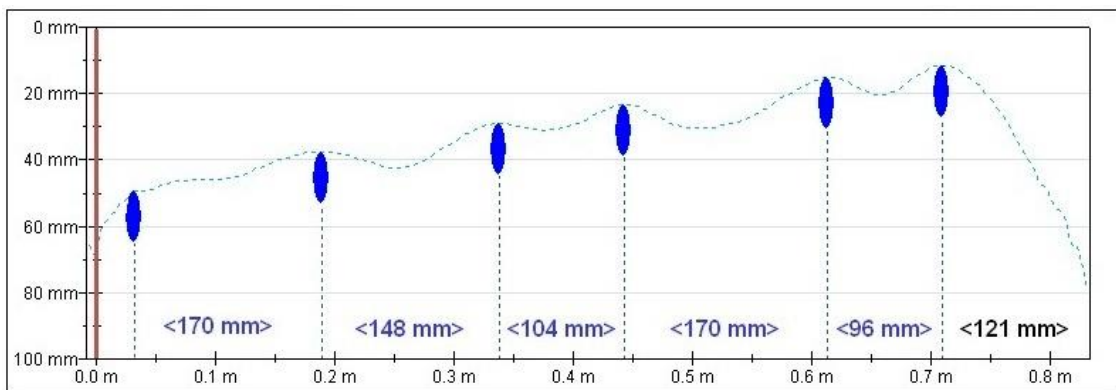
Výsledky jednotlivých měření na stranách A, B, C a D sloupu ve výšce 1,5 m nad podlahou jsou znázorněny na Obr. 98. Výhodou přístroje Profometer PM-630 je možnost záznamu až do délky 15 m, takže na Obr. 99 je uveden kontinuální záznam měření kolem celého sloupu. Z tohoto záznamu je názorně vidět, že vzájemná poloha armokoše a bednění není pravoúhlá. Z naměřených hodnot krytí byl zpracován řez sloupem, uvedený na Obr. 100. Zde je natočení armokoše nebo bednění zcela zřejmé.



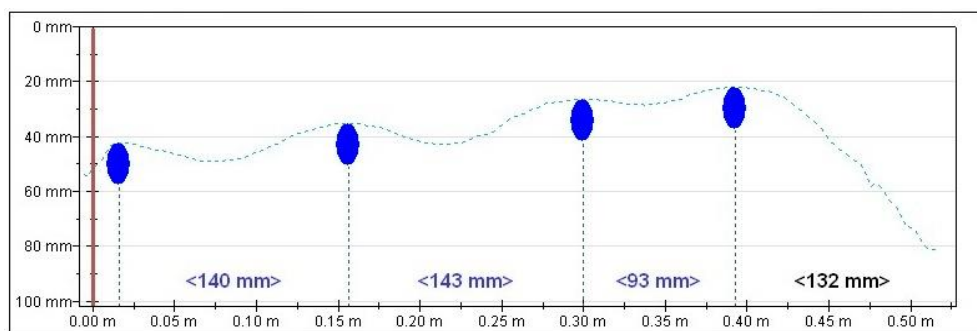
Strana A



Strana B.

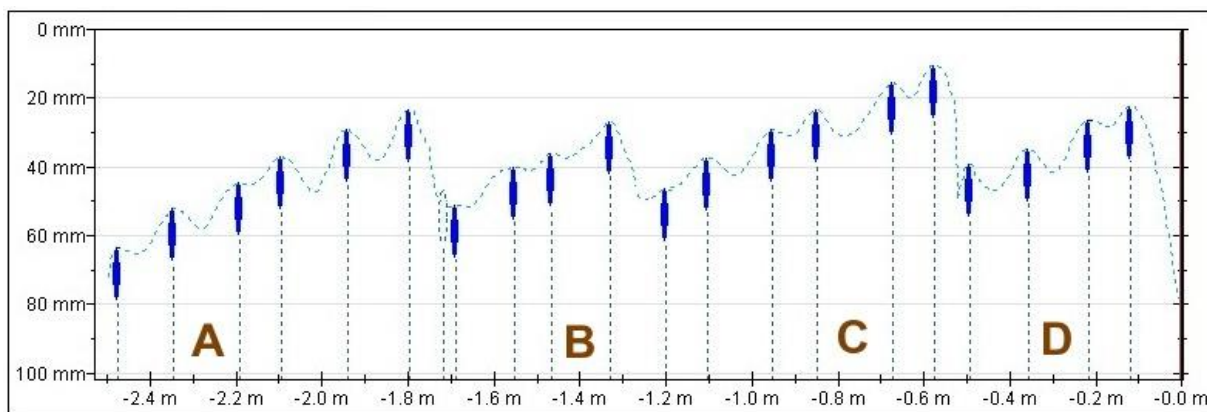


Strana C

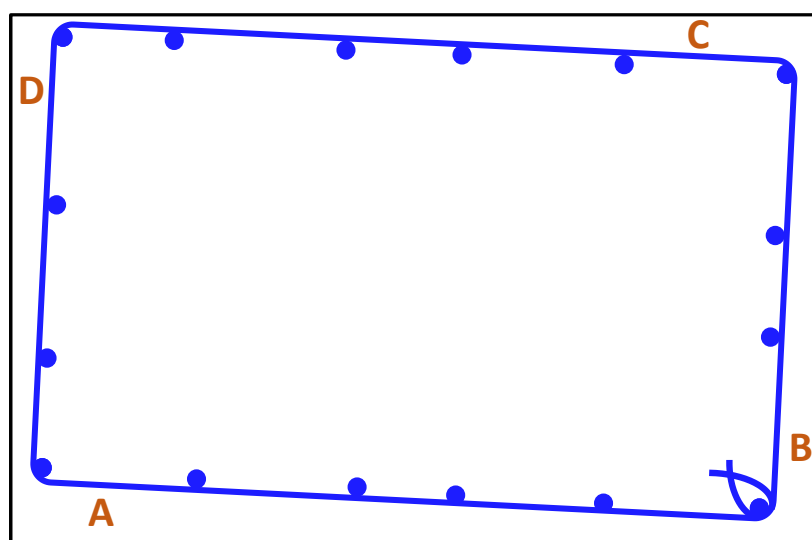


Strana D

Obr. 98 Série liniových skenů pro zjištění polohy hlavní výztuže ve sloupu s obdélníkovým průřezem 500 × 800 mm, postupně na stranách A, B, C a D



Obr. 99 Souhrnný liniový sken hlavní výztuže kolem všech čtyř stran sloupu – deformace armokoše se pravidelně opakuje, krytí se pohybuje mezi 10 mm až 60 mm



Obr. 100 Schématický řez sloupem zpracovaný na základě naměřených hodnot krytí hlavní výztuže – pravděpodobně došlo k pootočení bednění

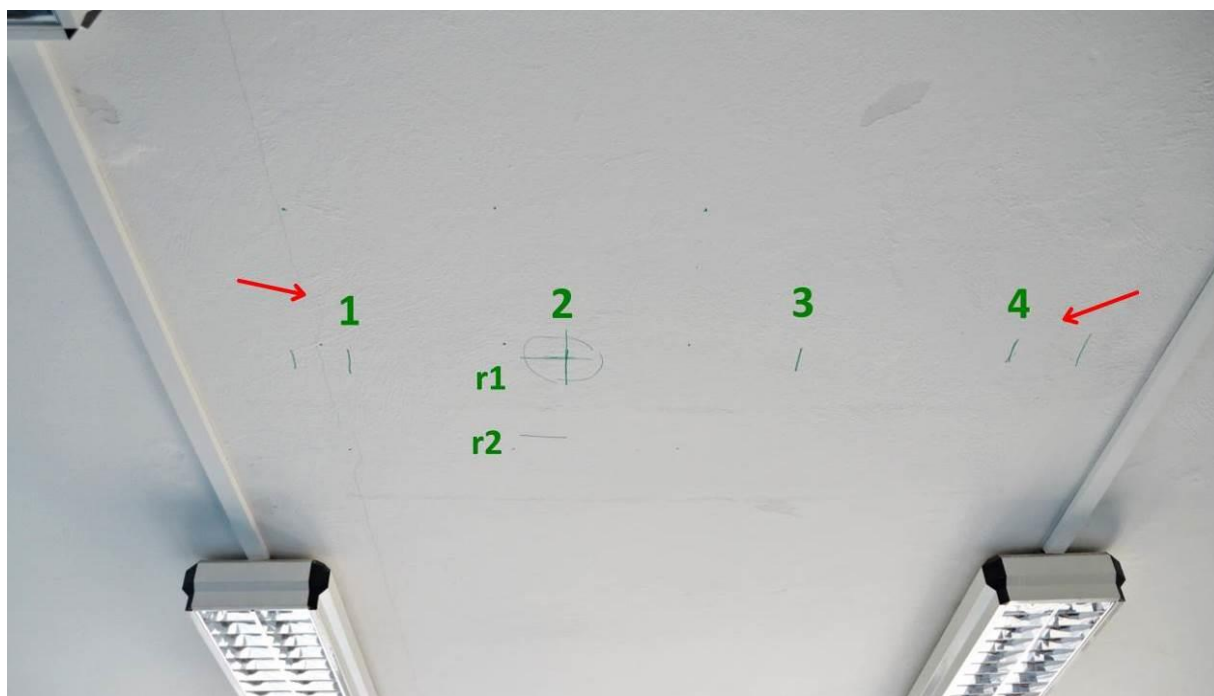
Uvedený příklad, který je pouze jedním z mnoha měření provedených na desítkách sloupů a stěn ve staticky zajišťovaném objektu v Bratislavě, byl záměrně vybrán pro demonstraci zjišťování krytí přístrojem Profometer PM-630. Je zřejmé, že pomocí tohoto přístroje lze velice rychle, přesně a efektivně kontrolovat dodržení předepsaného krytí, přičemž výsledky měření lze okamžitě vizualizovat a následně zálohovat. Značnou výhodou je i možnost liniového záznamu o délce až 15 m.

7.4 RŮZNÉ PŘÍKLADY ODHADU PRŮMĚRU VÝZTUŽE

7.4.1 Stanovení průměru výztuže dutinových stropních panelů

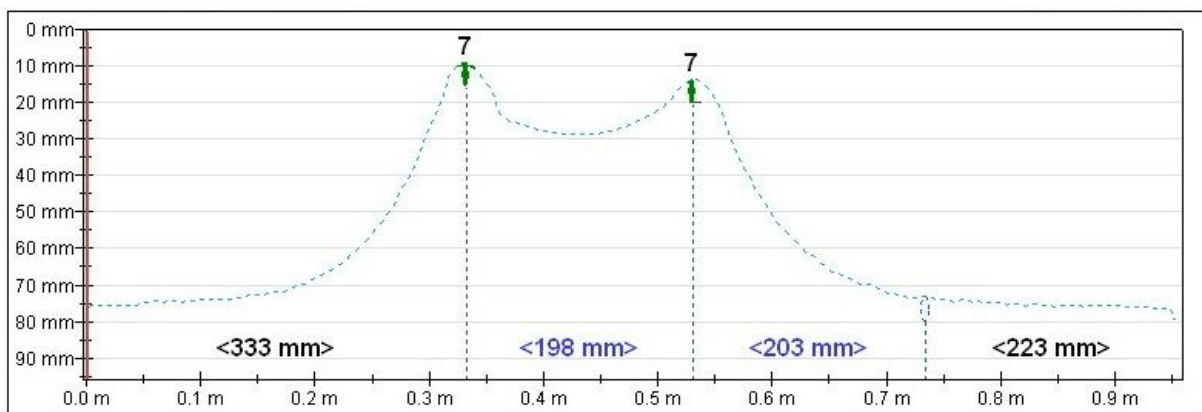
Jak bylo konstatováno v kapitole 4, stanovení průměru je poměrně komplikované z mnoha objektivních důvodů. Jedním z případů, kdy funguje velmi dobře a přesně je stanovení průměru výztuže v dutinových stropních panelech. U těchto panelů mohou být totiž splněny prakticky všechny podmínky nutné pro správné měření, zejména pak dostatečná vzdálenost hlavní i rozdělovací výztuže.

První ukázkou stanovení výztuže je měření prováděné na dutinových stropních panelech nacházejících se ve výškovém objektu na Šumavské ul. č. 33 v Brně. Dle dostupných informací se jednalo o staveništní prefabrikáty s dutinami, rok výroby 1975, rozpětí 6,0 m, šířka panelu 1,20 m (Obr. 101), později v nich bylo identifikováno 6 dutin.



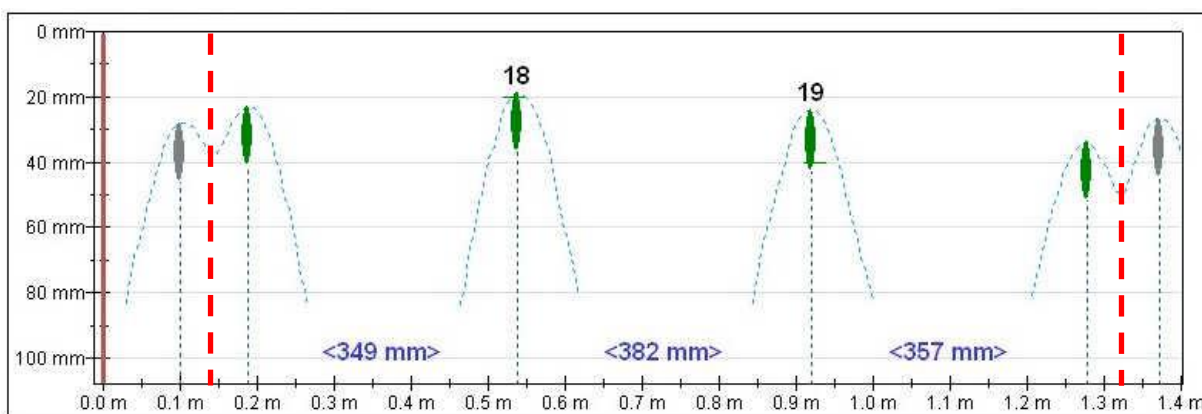
Obr. 101 Pohled na spodní povrch stropního panelu o šířce 1,20 m se zakreslenou polohou hlavní (1, 2, 3, 4) i rozdělovací (r1, r2) výztuže – červené šipky ukazují spáru mezi sousedními panely, krajní neoznačené výztuže náleží sousedním panelům

Při průzkumu panelu se zjistilo, že v prvku je pouze minimum rozdělovací výztuže – pouze dva třmínky uprostřed rozpětí – viz Obr. 102, a pak až několik třmínků v blízkosti uložení panelů na průvlaky. Díky dostatečné vzdálenosti 200 mm od sebe i vzdálenosti hlavní výztuže (rozteč cca 380 mm) proběhlo změření průměru třmínků a vyšlo 7 mm. Skutečný průměr se může mírně lišit, a to v rozmezí přibližně 5,5-8 mm.



Obr. 102 Záznam měření polohy, krytí a průměru třmínků ve stropním panelu – průměr vyšel \varnothing 7 mm, krytí 9 mm až 13 mm

Následovalo změření profilů hlavní výztuže, ovšem pouze dvou vnitřních prutů, neboť v těsné blízkosti krajních prutů se nacházely výztuže ze sousedních panelů. Průměr vnitřních prutů vyšel 18 – 19 mm – viz Obr. 103.



Obr. 103 Záznam měření polohy, krytí a průměru hlavní výztuže ve stropním panelu – okraje vyznačeny červenou čárkovanou čarou, průměr vnitřní výztuže stanoven \varnothing 18 mm a \varnothing 19 mm

Po změření průměru přístrojem Profometer PM-6 obvykle následuje ověření průměru a identifikace druhu výztuže drobnou sekanou sondou. V tomto případě se ve výkresové dokumentaci krátce po provedení měření našly veškeré údaje o výztuži – mělo se jednat o žebírkovou výztuž typu 10425 (V), $4 \times \varnothing$ 18 mm. V tomto případě se tedy od ověření ustoupilo, neboť nevznikly pochybnosti o pravdivosti údajů. Přesto je nutné mít na paměti, že v určitých obdobích z důvodu nedostatku výztuže či změny v normách mohlo dojít k nahrazení projektované výztuže výztuží jinou, a to jak co do počtu prutů, druhu výztuže i průměru výztuže.

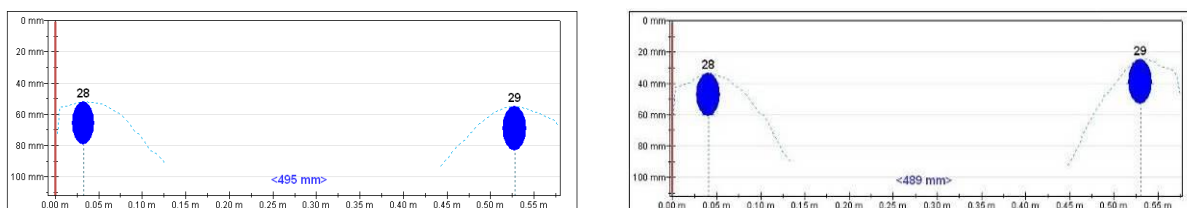
7.4.2 Stanovení průměru výztuže sloupů

Dalším poměrně jednoduchým případem stanovení průměru výztuže může být vyztužení sloupů, tedy opět za podmínky dostatečné vzdálenosti hlavní výztuže i třmíneků. Prakticky ideální podmínky pro měření nastávají u sloupů obdélníkového (čtvercového) průřezu s hlavní výztuží pouze v rozích a s dostatečnou vzdáleností třmíneků, jako např. u prefabrikovaných sloupů s půdorysnými rozměry 600×400 mm ve výrobní hale v Chropyni – Obr. 104.



Obr. 104 Prefabrikovaný sloup obdélníkového průřezu s vyznačenou hlavní výztuží (4 pruty v rozích) a třmíneků s dostatečnou vzdáleností od sebe > 200 mm; vpravo kontrola průměru v místě odpadnuté krycí vrstvy – výztuž Ø 28 mm přivařená k úhelníku

Měření průměru zde dávalo zcela shodné výsledky Ø 28-29 mm (Obr. 105) ze všech stran sloupu bez ohledu na tloušťku krycí vrstvy, která se pohybovala od 25 mm do 50 mm. Jedná se o optimální krytí pro stanovení průměru – při menším krytí dochází k nadhodnocení průměru a měření by mělo probíhat s podložkou, při krytí větším než 60 mm již nelze průměr měřit.

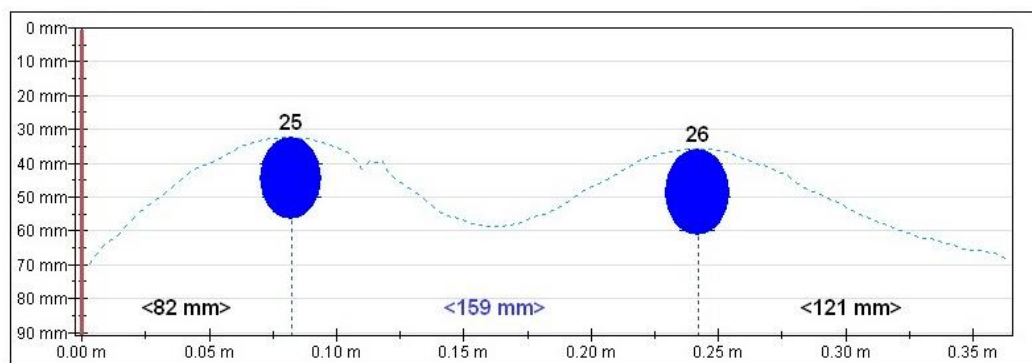


Obr. 105 Měření ze dvou protilehlých stran sloupu dávalo zcela shodné výsledky Ø 28-29 mm, bez ohledu na rozdílné krytí. Měření proběhlo bez korekcí, vzdálenost výztuží byla dostatečná

Komplikace nastávají ve sloupech kruhových, kde často bývají ovíjené třmínky. Pokud je jejich vzdálenost malá (50-100 mm), je odhad průměru prakticky znemožněn, při vzdálenosti třmínek 50 mm a dostatečném krytí je obtížné vůbec identifikovat polohu hlavní výztuže. Vzhledem k šikmosti třmínek vůči hlavní výztuži je dostatečnou vzdáleností pro přesné stanovení průměru minimálně 200 mm (proti 150 mm u běžné kolmé výztuže). Při menší vzdálenosti třmínek dochází ke zkreslení (nadhodnocení) průměru výztuže, které roste se zmenšující se vzdáleností třmínek. Příkladem je měření na kruhovém sloupu ve výrobní hale v Chropyni. Sloup včetně detailu zakreslení výztuže je dokumentován na Obr. 106. Vlivem vzdálenosti třmínek 175 mm došlo k nadhodnocení průměru výztuže prakticky o jeden profil – místo skutečného \varnothing 22 mm bylo naměřeno \varnothing 25 mm (Obr. 107).



Obr. 106 Monolitický sloup kruhového průřezu o průměru 650 mm s vyznačenou hlavní výztuží a ovíjenými třmínky (se vzdáleností cca 180 mm od sebe)



Obr. 107 Při měření průměru hlavní výztuže v kruhovém sloupu při rozteči ovíjených třmínek 175 mm došlo k nadhodnocení průměru o 3 až 4 mm (skutečný \varnothing 22 mm)

7.4.3 Měření průměru výztuže žeber, trámů a průvlaků

V předchozích příkladech šlo vždy o poměrně osamocené pruty hlavní výztuže, takže měření průměru bylo ovlivněno pouze vzdáleností rozdělovací výztuže či třmínků. Často však narážíme na problém příliš husté hlavní výztuže. Typickým prvkem se zahuštěnou výztuží jsou stropní trámy a žebra. Do jejich malé šířky se musí vměstnat více výztužných vložek, přičemž ve většině starších konstrukcí nebyly dodrženy minimální předepsané vzdálenosti mezi nimi. Často se jednotlivé pruty navzájem zcela dotýkají, jak je patrné např. z Obr. 108.



Obr. 108 Typické vyztužení stropních žeber, vlevo shluk 4 vložek $\varnothing 10$ a $\varnothing 12$ mm vedle sebe i nad sebou, vpravo 2 vložky $\varnothing 22$ mm a těsně nad nimi 1 vložka $\varnothing 16$ mm

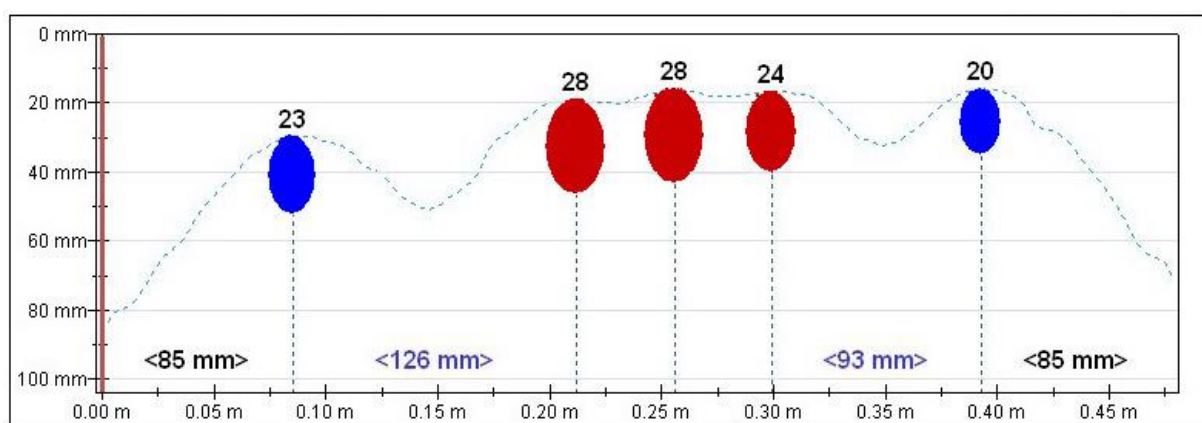
Je zřejmé, že v těchto případech selhávají nedestruktivní metody s výjimkou radiografie, jejíž využití je však pro daný případ neefektivní, připomínající známé rčení „jít s kanonem na zajíce“. Pro zjištění vyztužení žeber tak obvykle používáme sekanou sondu.

Příznivější může být situace u průvlaků, díky jejich větší šířce. Samozřejmě nelze předpokládat, že by hlavní výztuže v průvlaku byly vzdáleny více než 150 mm, ovšem díky funkci nastavení korekce může být měření průměru úspěšné již od rozteči 50 mm. Takovým případem bylo i ověření průměru výztuže průvlaků mezi kruhovými sloupy v průmyslové hale v Chropyni, který měl šířku 500 mm – viz Obr. 109.

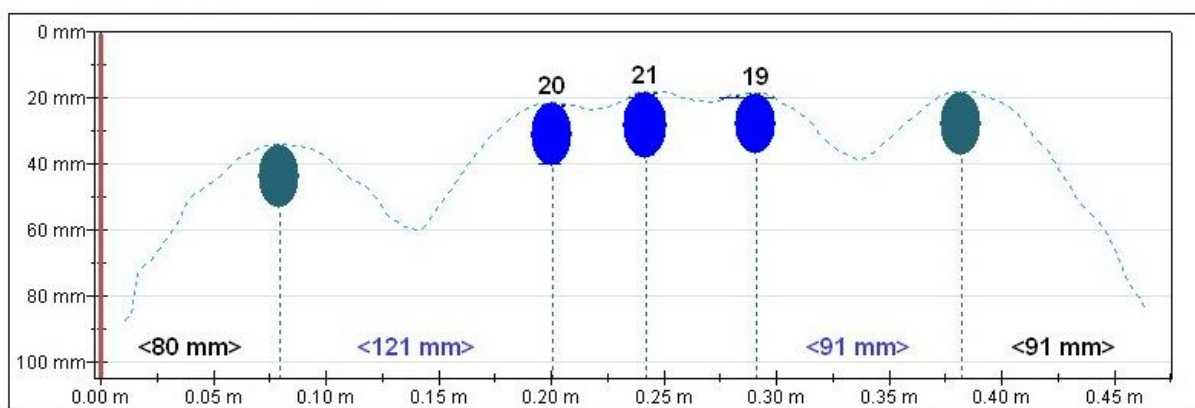
Při průzkumu výztuže bylo zjištěno, že průvlak obsahuje pouze 5 prutů hlavní výztuže, z nichž tři prostřední tvořily shluk, ovšem s osovou vzdáleností přibližně 50 mm. Oba krajní pruty byly od nich vzdáleny 90 až 120 mm. Při nastavené korekci sousední výztuže 120 mm došlo k nadhodnocení průměru tří středních prutů o 4-8 mm (průměr výztuže byl ověřen ještě z výkresové dokumentace a sekanou sondou). Po změření průměrů při nastavené korekci 50 mm došlo k výraznému zpřesnění výsledků měření – viz Obr. 110. Opět je nutné zdůraznit, že vzdálenost třmínků byla dostatečná, neboť přesáhla 200 mm.



Obr. 109 Průvlak o šířce 500 mm mezi sloupy monolitického skeletu průmyslové haly



Korekce sousední výztuže: 12 cm



Korekce sousední výztuže: 5 cm

Obr. 110 Měření průměru výztuže v průvlaku – při nastavené korekci vzdálenosti sousední výztuže 12 cm došlo proti skutečnému průměru \varnothing 20 mm k nadhodnocení průměrů tří středních výztuží o 4 až 8 mm, po nastavení správné korekce 5 cm již bylo měření průměru výrazně přesnější (\varnothing 19-21 mm)

8 KOMPLEXNÍ VYUŽITÍ NDT METOD PŘI PRŮZKUMU

Všechny doposud uvedené příklady ukazovaly výhody jednotlivých nedestruktivních metod při stanovení určitých vlastností konstrukcí nebo jejich částí. Průzkum železobetonové konstrukce však vždy vyžaduje skloubení mnoha metod, nedestruktivních i destruktivních. Výjimečným příkladem využití řady téměř výhradně nedestruktivních metod je průzkum železobetonové umělecké plastiky Slunce a Člověk. Motivací bylo získat maximum informací o kvalitě betonu, způsobu vyztužení i ukotvení plastiky a to s naprosto minimálním poškozením tohoto uměleckého díla.

8.1 POPIS KONSTRUKCE A METODIKA MĚŘENÍ

8.1.1 Popis uměleckého díla

Předmětem průzkumu bylo zjištění kvality betonu a způsobu ukotvení uměleckého díla – plastiky „Slunce a Člověk“ při ulici Libušina tř. 10 v Brně-Kohoutovicích. Plastikou vytvořil v roce 1986 Zdeněk Tomáš Makovský z pohledového bílého betonu. Má tvar děleného disku (slunce) o průměru 2,40 m spojeného pouze v horní části, kde na protilehlých stranách vystupují plastiky staré a mladé tváře připomínající fáze lidského života (Obr. 111). Dělený disk o tloušťce přibližně 300 mm (směrem nahoru se zužuje) je s poměrně subtilním soklem o půdorysných rozměrech 900 × 1200 mm spojen pouze pomocí ocelových prvků, které však nejsou viditelné. Plastika byla zkoumána z důvodu jejího vychýlení od svislé osy.



Obr. 111 Pohled na plastiku z jihozápadní strany (tvář muže obrácena k jihu)

Po odkopání zeminy u jednoho z rohů soklu bylo zjištěno, že v mělké hloubce 350 mm pod horním povrchem soklu se nachází základ – viz Obr. 112, který přesahuje sokl na kratší straně o 325 mm a na delší straně o 225 mm. Půdorysné rozměry základu jsou 1,55×1,65 m.



Obr. 112 Pohled na odkopáný roh, pod soklem o výšce 350 mm se objevil základ plastiky

8.1.2 Volba zkušebních metod

Vzhledem k charakteru zkoumané konstrukce (umělecké dílo) byl při výběru metod kladen důraz na maximální možné využití dostupných nedestruktivních metod. Pro stanovení vlastností betonu je možné použít prakticky tři metody – destruktivní zkoušky na tělesech z jádrových vývrtů, nedestruktivní tvrdoměrné měření (s úpravou povrchu broušením a zanecháním důlkových vtisků), anebo zcela nedestruktivní ultrazvukové měření – stanovení rychlosti šíření impulsů ultrazvukového vlnění a následný výpočet pevnosti v tlaku či modulu pružnosti. Vzhledem k charakteru konstrukce byla zvolena zcela nedestruktivní metoda ultrazvuková. Pro vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku na základě rychlosti šíření ultrazvuku byl použit kalibrační vztah publikovaný v časopisu Beton TKS 3/2013 [17].

Pro výpočet součinitele upřesnění byl odebrán jeden delší jádrový vývrt o průměru 50 mm ze soklu, neboť se ukázalo, že sokl je vyroben ze stejného jemnozrnného betonu s bílým cementem jako horní část plastiky. Díky jádrovému vývrtu skrz soklem bylo dále zjištěno, že sokl není se základem spojen potěrem (pod soklem byla zjištěna tenká vrstva nesoudržné hlíny).

Komplikovanější bylo zjištění způsobu a stavu ukotvení horní části plastiky do soklu. Kvůli nepřístupnosti styku shora a poměrně velké tloušťce soklu (polovina soklu 450 mm) mohlo být uchycení plastiky k soklu stanoveno pouze nepřímou. Byly použity následující metody:

- Metoda elektromagnetického indikátoru (Profometer PM-630);
- Metoda georadaru HILTI PS 1000 X-scan (Obr. 113);
- Metoda endoskopická s použitím videoskopu GE XL Go+ VideoProbe (Obr. 113).



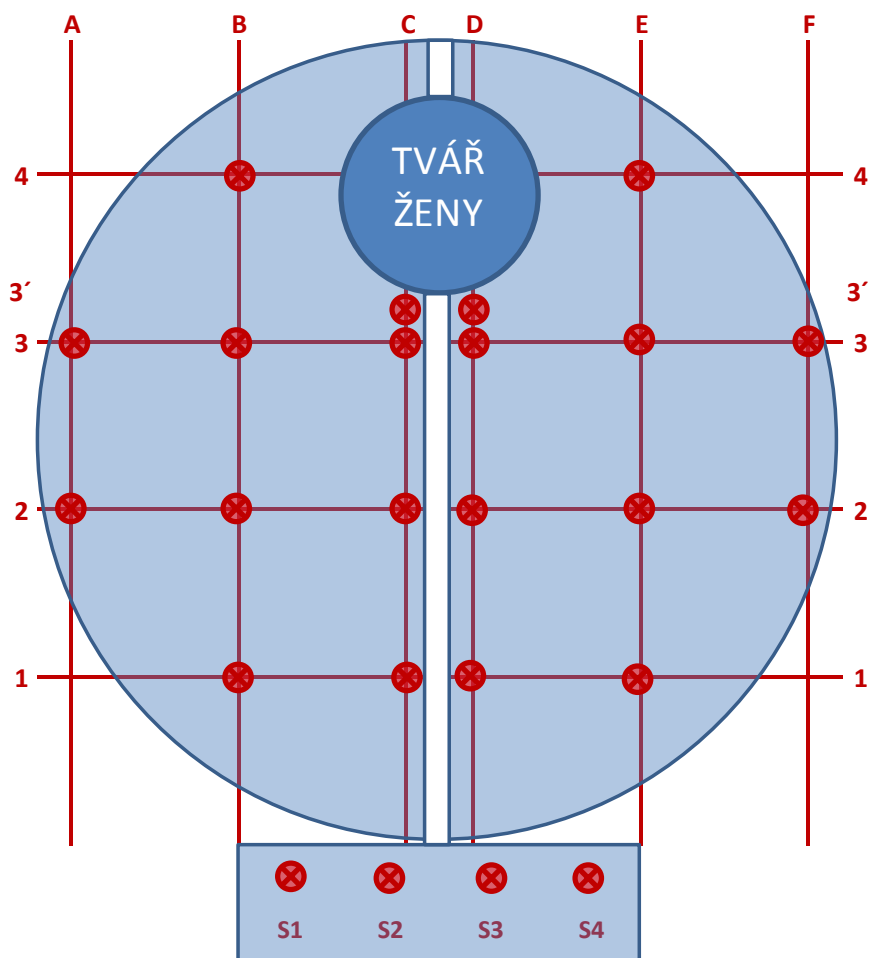
Obr. 113 Použité přístroje – vlevo radar Hilti PS 1000, vpravo videoskop GE Go+

Pro prozkoumání styku mezi soklem a základem byla použita kopaná sonda, stejně jako pro ověření hloubky založení a vlastností základové půdy.

8.2 ZKOUŠKY BETONU

8.2.1 Ultrazvukové měření in situ – rovnoměrnost betonu

Pro stanovení vlastností betonu byla zvolena zcela nedestruktivní ultrazvuková impulsní metoda průchodová. Pomocí dvojice sond byly prozvučovány základny ve vytvořeném rastru, kdy horní část byla prozvučována ve 4 vodorovných a 6 svislých liniích, další měření proběhla v soklu – viz Obr. 114. Celkem bylo změřeno 24 zkušebních míst.



Obr. 114 Schéma rozmístění a označení zkušebních míst na plastice, pohled ze severní strany (s tváří mladé ženy)

Beton byl podle vizuálního hodnocení stejný v horní části plastiky (disku) i v dolní části (soklu). To se ostatně potvrdilo i po provedení měření. Kompletní výsledky včetně výpočtu pevnosti v tlaku po upřesnění na vývrtech jsou uvedeny až v části týkající se upřesnění pevností. Výsledky měření rychlosti šíření ultrazvukového vlnění plastikou jsou uvedeny v následující Tab. 24. Tabulka je pro názornost podmíněně formátována. Tmavě zelené plochy znamenají nejvyšší rychlost šíření ultrazvukového vlnění, tzn. nejlepší beton, žluté plochy odpovídají místům s relativně nejhorším betonem.

Tab. 24 Rychlost šíření ultrazvukového vlnění plastikou – pohled ze strany A (tvář mladé ženy). Mírně horší je beton v pravé části plastiky, uprostřed výšky

	Rychlost šíření uz vlnění v_L [m/s]						
	A	B	C		D	E	F
4		3780				3770	
3	3750	3740	3870		3850	3650	3600
2	3850	3770	3920		3800	3650	3560
1		3740	3830		3870	3730	
Sokl		3810	3880		3850	3780	

Přes určité anomálie je beton ještě **rovnoměrný**, neboť hodnota variačního součinitele vyšla $V_x = 3,00$, což je současně i mezní hodnota pro rovnoměrnost betonu podle normy ČSN 73 2011 [46] pro betony třídy C 30/37 až C 50/60. Hodnoty rychlosti jsou na hranici dobrého betonu, tedy pokud by se jednalo o standardní konstrukční beton. Jak se však později ukázalo, výsledky byly ovlivněny složením betonu – ve skutečnosti se jednalo o jemnozrný beton, u něhož je rychlost šíření ultrazvuku nižší než u standardního hrubozrného betonu; pevnost betonu by tak po upřesnění na vývrtech měla být vyšší.

Právě z důvodu netradičního vizuálního vzhledu betonu nemohla být pevnost v tlaku stanovena pouze na základě nedestruktivního ultrazvukového měření, a proto muselo dojít k upřesnění podle ČSN 73 2011 [46] na tělesech odebraných z konstrukce jádrovým vrtáním. Jelikož se ukázalo, že beton horní části plastiky i soklu je identický (vizuálně i ultrazvukovým měřením), nemusela být poškozena horní část plastiky a k upřesnění byl použit svislý vývrt do soklu o průměru 50 mm.

8.2.2 Zkoušky betonu jádrového vývrtu ze soklu

Pro upřesnění pevnosti betonu bylo přikročeno k odběru jádrového vývrtu o průměru 50 mm ze soklu, vrtáno svisle dolů. Sokl byl provrtán až na dolní líc, mezi soklem a základem byla zjištěna tenká vrstva nesoudržné hlíny. Odebrané jádro je dokumentováno na Obr. 115, vzhledem k délce vývrtu byla získána 3 zkušební tělesa – Obr. 116 (zde je rovněž dokumentován fenolftaleinový test karbonatace betonu). Z obrázků je patrné, že se jedná o jemnozrnný beton se zrnitostí kameniva od 0 do 4 mm, s malou pórovitostí; jako pojivo byl použit bílý cement. Fenolftaleinový test ukázal, že za téměř 30 let prakticky nedošlo ke ztrátě pasivační schopnosti betonu pro ochranu výztuže – karbonatace postoupila pouze do hloubky 0-1 mm. Současně to svědčí o výborné kvalitě a odolnosti tohoto jemnozrnného betonu.



Obr. 115 Vzorek betonu odebraný ze soklu jádrovým vrtáním – jádro bylo kompaktní, trhlinka byla způsobena vylomením jádra před nasazením nástavce vrtáku



Obr. 116 Zkušební tělesa č. 1, 2 a 3 vyrobená z vývrtu do soklu; vpravo fenolftaleinový test na horní (povrchové) části jádra, karbonatace betonu je naprosto minimální

Výsledky laboratorních zkoušek betonu ze soklu plastiky jsou uvedeny v Tab. 25 až Tab. 27. Ze vzájemného poměru krychelné pevnosti v tlaku na zkušebních tělesech a pevnosti vypočtené z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění byl dle ČSN 73 2011 [46] vypočten součinitel upřesnění α – viz Tab. 28. Hodnota součinitele α je tak vysoká zejména z důvodu složení betonu – značný vliv má jemnozrnné kamenivo.

Tab. 25 Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu plastiky

Označení tělesa	Průměr d	Výška h	Hmotnost m_r	Objemová hm. přirozená D_r
	[mm]	[mm]	[g]	[kg/m ³]
1	51,0	102,0	435,6	2091
2	51,1	92,8	393,1	2065
3	51,1	58,5	246,0	2050
Průměr	-	-	-	2070

Tab. 26 Rychlost šíření vlnění, dynamický modul pružnosti a neupřesněná pevnost v tlaku

Označení tělesa	Doba průchodu impulsů UZ vln T_{uz} [μs]				Rychlost ultrazvuku	Dynamický modul pružnosti	Pevnost v tlaku neupřesněná
	"1"	"2"	"3"	průměr	v_L [m/s]	E_{cu} [MPa]	f_{be} [MPa]
1	26,2	26,1	26,2	26,2	3900	28600	32,0
2	24,0	23,7	23,9	23,9	3890	28100	31,7
3	14,8	15,2	14,8	14,9	3920	28400	32,6
Průměr	-	-	-	-	3900	28400	32,1

Tab. 27 Pevnost v tlaku betonu válcová a krychelná

Označ. tělesa	Max. síla F [kN]	Štíhlost λ	Koef. štíhlosti κ_{c,cyl}	Koef. průměru κ_{c,cube}	Pevnost f_{c,cyl} [MPa]	Koef. krychelný κ_{cyl,cube}	Pevnost f_{c,cube} [MPa]
1	114,2	2,00	1,00	0,91	50,9	1,221	62,1
2	95,7	1,82	0,98	0,91	41,7	1,234	51,5
3	102,1	1,14	0,89	0,91	40,3	1,236	49,8
Průměr					44,3		54,5

Tab. 28 Součinitel upřesnění α pro přepočet pevností získaných z ultrazvukových měření

Zkušební těleso	Část konstrukce	Pevnost f_{be} [MPa]	Pevnost $f_{c,is}$ [MPa]	Součinitel upřesnění α
1	Plastika	32,0	62,1	1,73
2		31,7	51,5	
3		32,6	49,8	

Při zatěžování zkušebního tělesa č. 2 (přibližně z poloviny výšky soklu) se v místě drcení objevil zvláštní předmět – viz Obr. 117. Po úplném rozdrčení tělesa se ukázalo, že se jedná o kovový uzávěr skleněné lahve, zřejmě pivní. Z hlediska statiky celé plastiky nemá toto zjištění samozřejmě žádnou váhu, rovněž pevnost v tlaku zkušebního tělesa č. 2 zřejmě nebyla příliš ovlivněna (vyšla nižší než u tělesa č. 1, ale vyšší než u tělesa č. 3). Jedná se však o zajímavý doklad z doby betonáže plastiky.



Obr. 117 Při zatěžování a po rozdrčení zkušebního tělesa č. 2 se ukázalo, že skrývá starý kovový uzávěr lahve

8.2.3 Upřesnění nedestruktivních zkoušek na konstrukci pro získání pevnosti v tlaku

Zjištěné hodnoty pevnosti v tlaku na tělesech a následně vypočtený součinitel upřesnění α byly využity k upřesnění hodnot pevnosti v tlaku, vypočtených z ultrazvukových zkoušek na konstrukci. Kompletní výsledky ultrazvukových měření in situ včetně upřesněných hodnot pevnosti v tlaku jsou uvedeny v Tab. 29. Takto upřesněné výsledky nedestruktivních zkoušek mají podle normy ČSN 73 2011 [46] váhu krychelných zkoušek.

Tab. 29 Výsledky ultrazvukových měření in situ včetně upřesněných pevností v tlaku

Zkušební místo	Délka základny	Doba průchodu impulsů UZ vln	Rychlost ultrazvuku	Pevnost v tlaku neupřesněná	Součinitel upřesnění	Pevnost v tlaku upřesněná
	L [m]	T _{uz} [m/s]	v _L [m/s]	f _{be} [MPa]	α [-]	f _b [MPa]
1-B	0,308	82,3	3740	27,5	1,73	47,5
1-C	0,312	81,5	3830	29,9	1,73	51,8
2-A	0,284	73,8	3850	30,5	1,73	52,8
2-B	0,281	74,5	3770	28,3	1,73	48,9
2-C	0,278	70,9	3920	32,6	1,73	56,4
3-A	0,263	70,2	3750	27,7	1,73	48,0
3-B	0,255	68,1	3740	27,5	1,73	47,5
3-C	0,247	63,9	3870	31,1	1,73	53,8
3'-C	0,241	60,4	3990	34,9	1,73	60,3
4-B	0,236	62,5	3780	28,5	1,73	49,4
1-D	0,314	81,2	3870	31,1	1,73	53,8
1-E	0,310	83,2	3730	27,2	1,73	47,1
2-D	0,279	73,5	3800	29,1	1,73	50,3
2-E	0,280	76,8	3650	25,2	1,73	43,6
2-F	0,281	78,9	3560	23,1	1,73	40,0
3-D	0,247	64,2	3850	30,5	1,73	52,8
3-E	0,252	69,0	3650	25,2	1,73	43,6
3-F	0,258	71,6	3600	24,0	1,73	41,6
3'-D	0,241	59,5	4050	36,9	1,73	63,9
4-E	0,235	62,4	3770	28,3	1,73	48,9
Sokl - 1	0,900	236,0	3810	29,4	1,73	50,8
Sokl - 2	0,900	232,0	3880	31,4	1,73	54,3
Sokl - 3	0,900	234,0	3850	30,5	1,73	52,8
Sokl - 4	0,900	238,0	3780	28,5	1,73	49,4
Průměr			3790	29,1		50,4
<i>Směr. odch.</i>			<i>114</i>	<i>3,17</i>		<i>5,48</i>

8.2.4 Charakteristická pevnost v tlaku betonu podle ČSN 73 2011

Charakteristická pevnost betonu ve stávající konstrukci byla stanovena podle normy ČSN 73 2011 [46]. Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce nebo její části $f_{ck, is}$ se podle [41] vypočítá ze vztahu:

$$f_{ck, is} = f_{m(n)is} - \beta_n \times s_r$$

kde β_n je součinitel odhadu 5% kvantilu (pro $n = 24$ je $\beta_n = 1,75$);

$f_{m(n)is}$ je aritmetický průměr pevností betonu vypočtený z pevností získaných na jednotlivých zkušebních místech;

s_r je upravená směrodatná odchylka.

Pro beton plastiky tak platí: $f_{ck, is} = 50,4 - 1,75 \times 5,48 = \mathbf{40,8 \text{ MPa}}$.

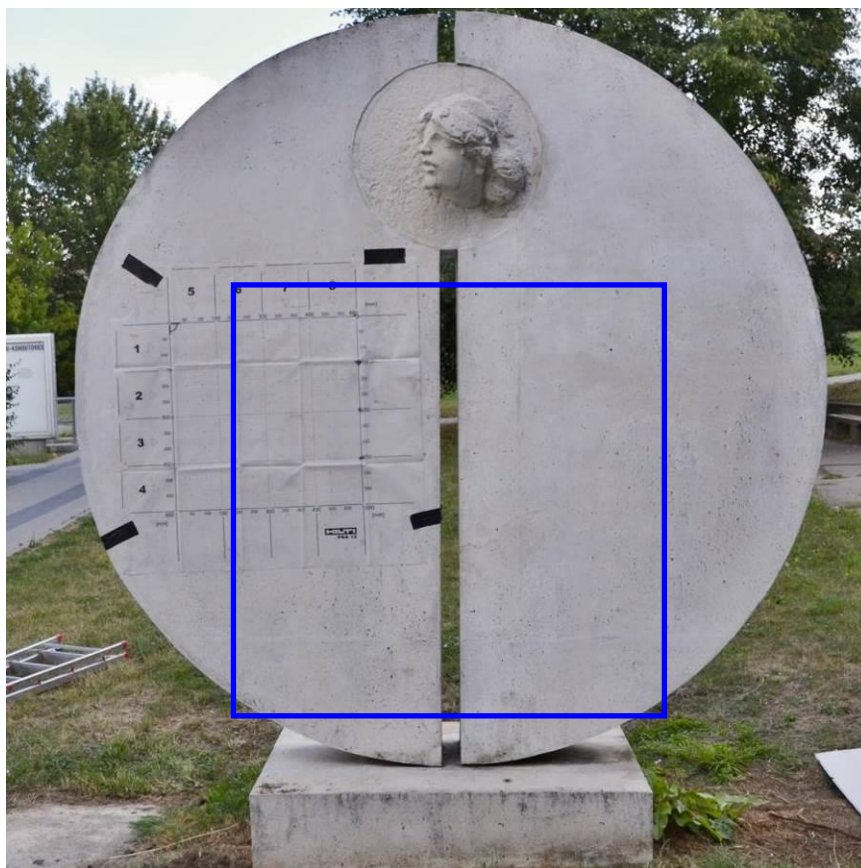
Charakteristická pevnost betonu v tlaku in situ dle ČSN 73 2011 [46], zjištěná nedestruktivními zkouškami upřesněnými na tělesech z jádrového vývrtu, vyšla 40,8 MPa. Betonu lze dle normy ČSN EN 206 [45] přiřadit pevnostní třídu **C 30/37**.

Poznámka: Dle platného znění ČSN 73 2011 [46] by dokonce bylo možné prokazovat hodnotu $f_{ck, is}$ pouze ve výši 85% hodnoty f_{ck} , což by vedlo ke zvýšení pevností třídy na C 35/45. Vzhledem ke skutečnosti, že pro upřesnění výsledků nedestruktivních zkoušek byla použita zkušební tělesa pouze ze soklu, nebylo toto ustanovení normy na stranu bezpečnou uvažováno.

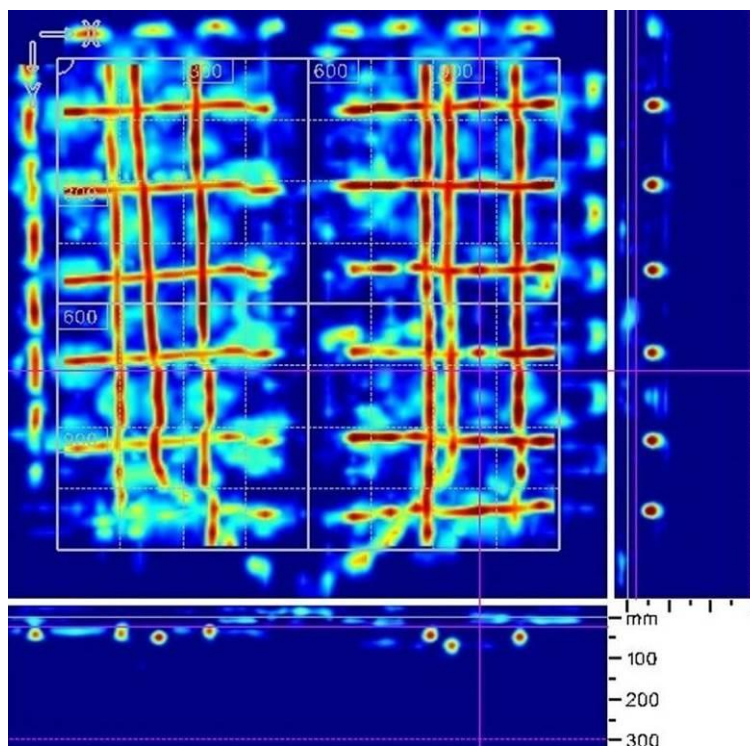
8.3 ZJIŠTĚNÍ VYZTUŽENÍ A ZPŮSOBU UKOTVENÍ PLASTIKY

Stanovit vyztužení a zejména ukotvení plastiky zcela nedestruktivním způsobem bylo velmi obtížné. Pracoviště řešitele jako jediné v ČR disponuje prakticky všemi zkušebními metodami a veškerými moderními přístroji pro lokalizaci výztuže. Problém je, že každá metoda má určitá omezení. Např. radiografii v současnosti v takto zalidněné oblasti není možné použít. Vynikající je metoda georadaru s využitím přístroje Hilti, ovšem pouze za podmínky přístupnosti plochy (s určitým přesahem) a maximální hloubky detekce 300 mm. Všechny ostatní metody mají buď ještě větší omezení, anebo se jedná o metody s trvalým destruktivním poškozením konstrukce.

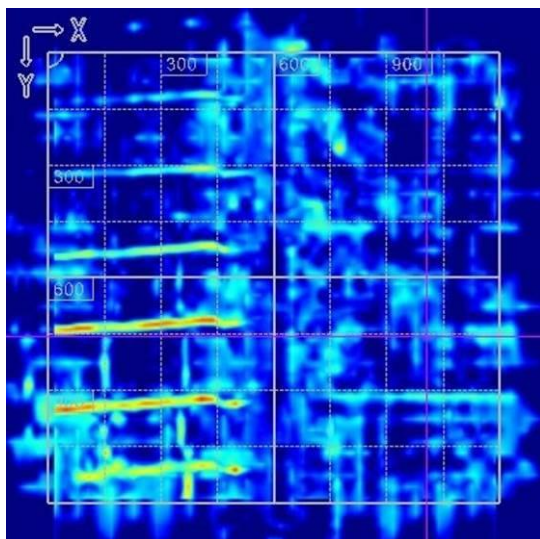
Právě detail uchycení horní části plastiky k soklu je mimořádně problematický a téměř nepřístupný. Proto bylo možné toto uchycení určit pouze nepřímou. Nejprve byl proveden plošný sken o rozměrech $1,2 \times 1,2$ m v dolní části disku ze severní strany – viz Obr. 118. Sken byl symetrický podle svislé osy, z důvodu nutného přesahu začínal přibližně 180 mm nad soklem. Na Obr. 119 je zobrazena veškerá výztuž plastiky z jedné strany, na Obr. 120 je potom zobrazena postupně na několika pohledech v šesti různých intervalech hloubky pod povrchem.



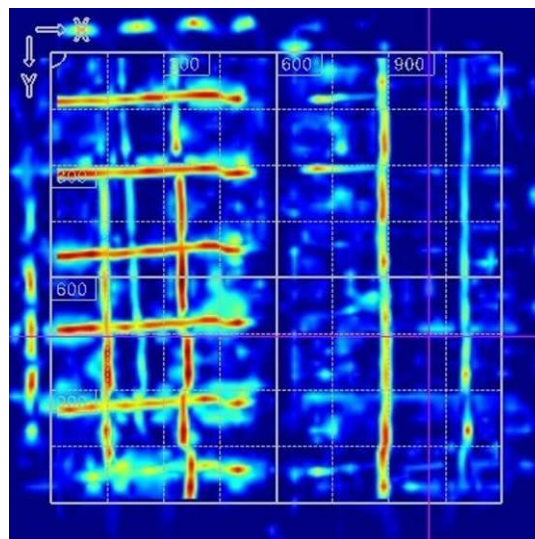
Obr. 118 Stanovení množství a polohy výztuže – strana A (severní) – modrý čtverec vyznačuje skenovanou plochu o rozměrech 1,2×1,2 m



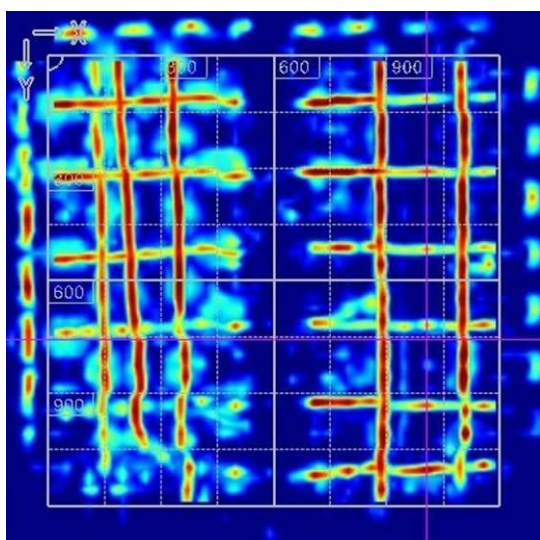
Obr. 119 Strana A, hloubka 0-100 mm, zobrazení veškeré výztuže na severní straně plastiky v pohledu i obou řezech



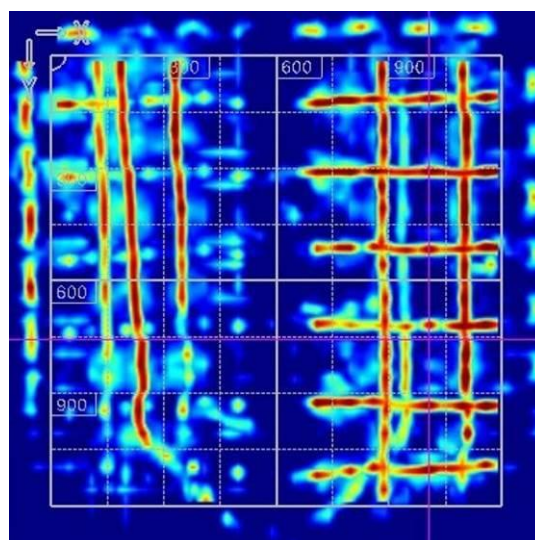
Hloubka 5-20 mm



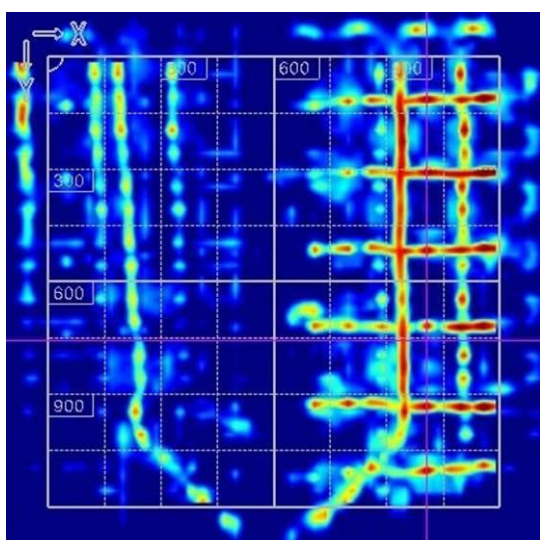
Hloubka 20-35 mm



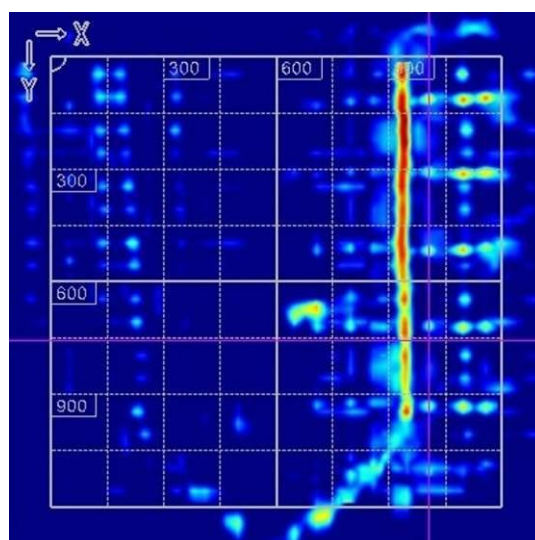
Hloubka 35-50 mm



Hloubka 50-65 mm



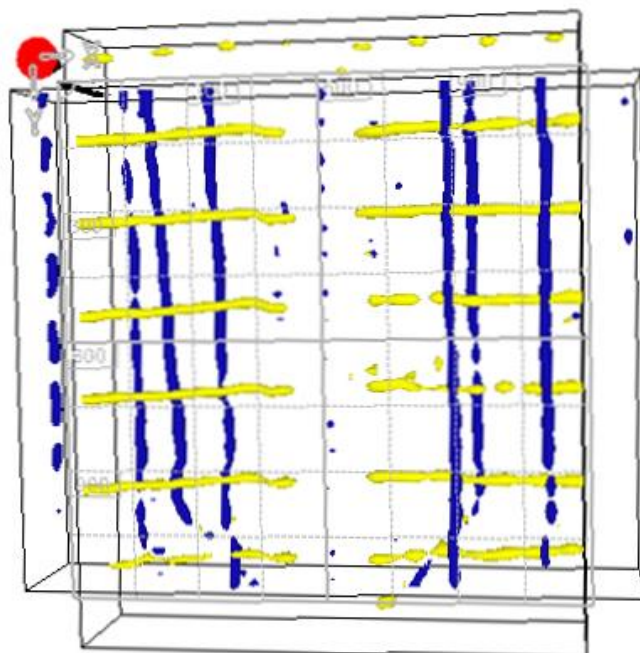
Hloubka 65-80 mm



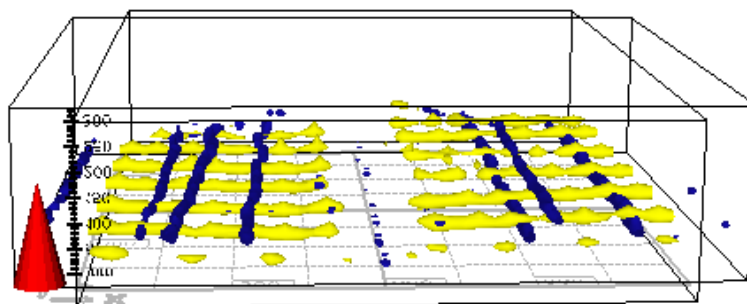
Hloubka 80-95 mm

Obr. 120 Strana A, postupné zobrazení výztuže v různých hloubkách pod povrchem – nejblíže povrchu je vodorovná výztuž vlevo, dále svislá výztuž na obou stranách, následuje vodorovná výztuž vpravo spolu s výztuhou ze soklu ve tvaru lomeného U

Pro názornost je na Obr. 121 a Obr. 122 zobrazena veškerá vodorovná (žlutě) a svislá (modře) výztuž ze skenované oblasti severní strany plastiky.



Obr. 121 Strana A, 3D model vyztužení při pohledu zepředu – vlevo je nejbliže povrchu vodorovná (žlutá) výztuž, zatímco vpravo svislá (modrá) výztuž disku

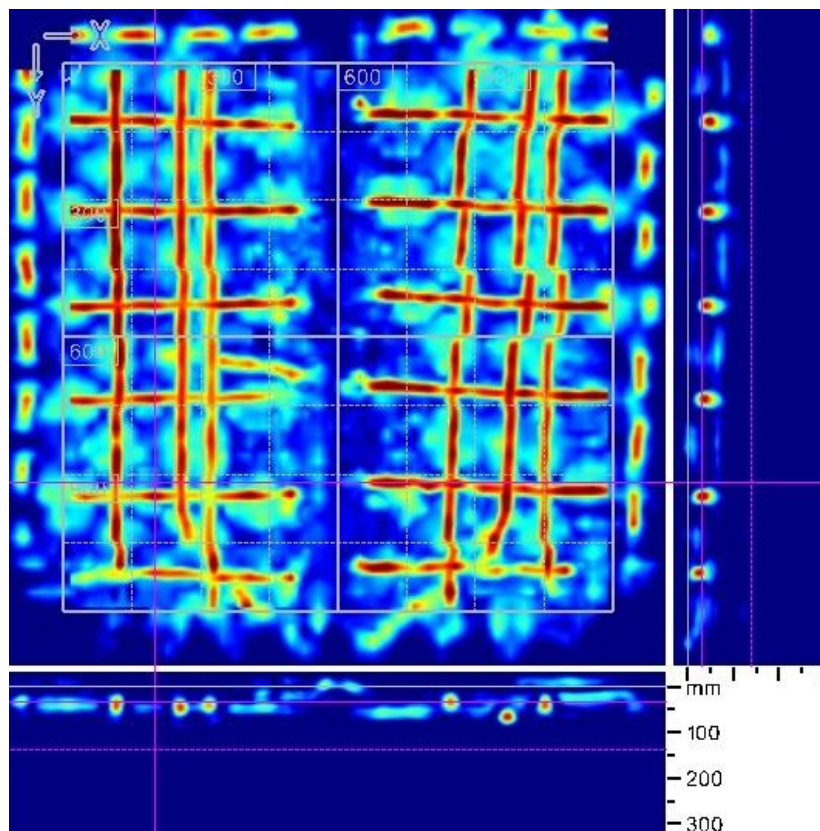


Obr. 122 Strana A – z trojrozměrného modelu vyztužení při pohledu zevnitř je patrné, že na levé straně je vodorovná (žlutá) výztuž blíže povrchu, zatímco na pravé straně je blíže povrchu výztuž svislá (dále od povrchu je pouze výztuha ohnutá ze soklu)

Dále byl proveden stejný plošný sken o rozměrech 1,2×1,2 m v dolní části disku z jeho jižní strany – viz Obr. 123. Sken byl opět symetrický podle svislé osy, z důvodu nutného přesahu začínal přibližně 180 mm nad soklem. Hledaná výztuž je zobrazena pouze na jednom celkovém pohledu – viz Obr. 124, neboť byla symetricky stejná jako na severní straně.

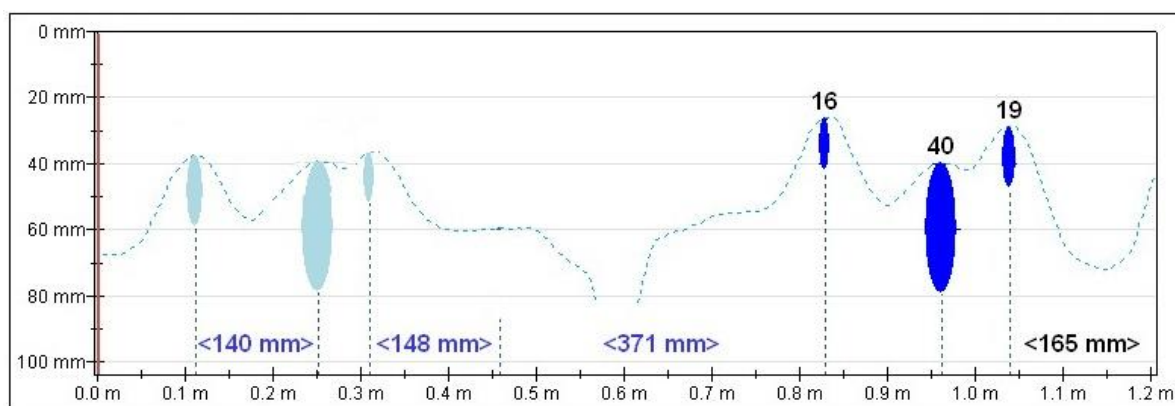


Obr. 123 Stanovení množství a polohy výztuže na straně B (jižní) – papírový rastr vyznačuje skenovanou plochu o rozměrech $1,2 \times 1,2$ m, rozdělenou na pásy po 150 mm



Obr. 124 Strana B – hloubka 0-100 mm, zobrazení veškeré výztuže na jižní straně plastiky v pohledu i obou řezech

Je zřejmé, že vyztužení levé a pravé části se sice mírně odlišuje z hlediska vzdálenosti od povrchu, ovšem na obou stranách plastiky je množství a poloha prutů zrcadlově stejná. Velikost profilů nemohla být z důvodu nedestruktivního charakteru měření ověřena, ovšem na základě měření přístrojem Profometer PM-630 (Obr. 125) se pravděpodobně jedná o větší profily, odhadem \varnothing 16 mm. Výztuž ze soklu vychází ještě výrazně větší, neboť se jedná o jiný druh výztuže – pásoviny, jak ukázala vizuální a endoskopická prohlídka.

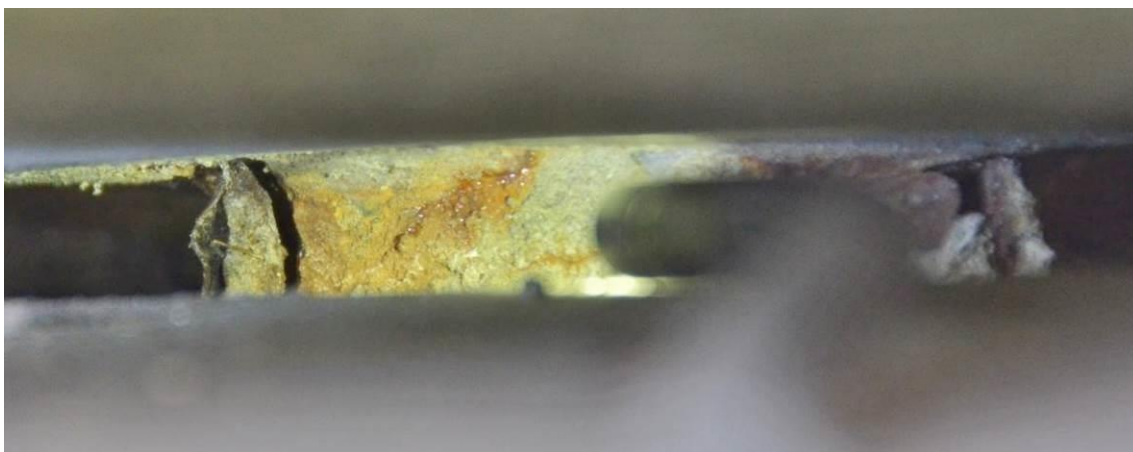


Obr. 125 Měření průměru svislé výztuže přibližně 1,0 m nad úroveň soklu nebylo příliš průkazné z důvodu malé vzdálenosti výztuží v obou směrech, přesto zde byla identifikována výrazně větší výztuž ve větší hloubce – pásovina ze soklu

Následovalo prozkoumání detailu uchycení horní části plastiky k soklu, nejprve vizuálně. Ve velmi tenké spáře mezi dolní částí (soklem) a horní částí (diskem) plastiky je částečně viditelná plochá ocel – pásovina, kterou jsou obě části spojeny. Jedná se na každé straně disku vždy o dva kusy pásoviny o šířce cca 40 mm, jejíž tloušťku nebylo možné přesně stanovit. Jeden ze čtyř profilů je dokumentován na Obr. 126 a Obr. 127.



Obr. 126 Pohled do mezery mezi soklem a diskem plastiky (z boku) na jednu ze čtyř pásovin o šířce cca 40 mm spojujících sokl s diskem



Obr. 127 Po nasvícení pásoviny světlem z videoskopu jsou na pásovině patrné podélné trhliny na obou okrajích, způsobené korozí oceli

Po provedení vizuální prohlídky spár následovala dokumentace stavu dutiny a pásovin pomocí sofistikované endoskopické aparatury GE (General Electric) XL Go+ VideoProbe. Ačkoliv ohebná sonda přístroje má velmi malý průměr přibližně 8 mm, bylo problematické s ní po zasunutí do velmi úzké škvíry mezi soklem a diskem manipulovat – viz Obr. 128.



Obr. 128 Prohlídka spáry mezi soklem a diskem plastiky pomocí videoskopu GE XL Go+ VideoProbe

Z pořízených videozáznamů byly vybrány statické záběry, které jsou dokumentovány na Obr. 129 až Obr. 131. Pod spárkou je v soklu vidět kapsa neznámé hloubky nevyplněná betonem, zato plná různého biologického materiálu. Jedná se o vlhké prostředí příhodné nejen pro útočiště hmyzu, ale rovněž pro korozi ocelových výztuh.



Obr. 129 Pohled videoskopem do nezainjektované kapsy v soklu vyplněné biologickým materiálem, vpravo zkorodovaný povrch výztuhy procházející ze soklu do horního disku

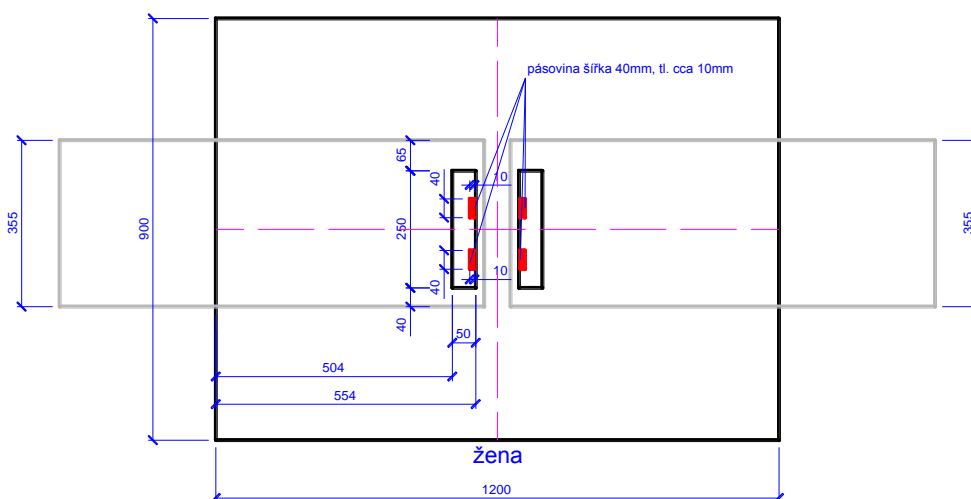


Obr. 130 Detail poškození okraje pásoviny podélnou svislou trhlinou



Obr. 131 Detail povrchu jedné z pásovin kotvicích disk do soklu s patrnou hlubší korozi, skutečnou míru poškození však lze jen odhadovat

Je zřejmé, že napojení soklu a horní části plastiky je kritickým detailem, který nebyl příliš dobře vyřešen. Na Obr. 132 je schematicky zakreslena pásovina jdoucí ze soklu v řezu těsně pod horním povrchem soklu. Tloušťku pásovinu se nepodařilo přesně změřit.



Obr. 132 Schéma uchycení horní části plastiky k soklu v řezu těsně pod povrchem soklu – hloubku obou kapes se nepodařilo ověřit, stejně jako přesné rozměry pásovinu

8.4 SHRUTÍ VÝSLEDKŮ MĚŘENÍ NA PLASTICE SLUNCE A ČLOVĚK

Cílem diagnostiky bylo zjištění vlastností betonu a způsobu vyztužení a napojení soklu a horní části (disku) plastiky „Slunce a Člověk“ na ulici Libušina tř. v Brně – Kohoutovicích. Aby se zabránilo poškození tohoto uměleckého díla, byly výrazně upřednostněny nedestruktivní metody zkoušení betonu a identifikace výztuže.

Pro zkoušky betonu byla jasnou volbou zcela nedestruktivní ultrazvuková impulsní metoda, neboť použití tvrdoměrů by již zanechalo patrné stopy na povrchu. Z rychlosti šíření ultrazvukových impulsů byla vypočtena neupřesněná pevnost v tlaku betonu, pro jejíž upřesnění posloužily zkoušky pevnosti v tlaku na zkušebních tělesech odebraných jedním jádrovým vývrtem ze soklu, jenž byl vyroben ze stejného betonu jako disk. Zkoušky ukázaly, že se jedná o jemnozrný speciální beton s bílým cementem, který dosahuje velice solidních hodnot pevností v tlaku. Charakteristická pevnost v tlaku betonu in situ vyšla 40,4 MPa, betonu byla na stranu bezpečnou přiřazena pevnostní třída C 30/37.

Prakticky zanedbatelná hloubka karbonatace 1 mm svědčí o dobré odolnosti betonu proti působení povětrnostních vlivů. Beton plastiky vyšel jako rovnoměrný, ovšem pouze těsně.

Daleko obtížnějším úkolem se ukázalo být objasnění způsobu uchycení horní části plastiky k soklu. Z provedených radarových skenů je jasně patrný způsob vyztužení disku i průběh ohnuté výztuže (pásoviny) ze soklu. Endoskopická prohlídka úzké spáry mezi soklem a diskem zase odhalila obnaženou nezainjektovanou spojovací výztuž – pásovinu o šířce 40 mm a neznámé tloušťce, v počtu dvou kusů na každé polovině disku, která je poškozena korozí nejen povrchovou. Skutečnou míru poškození výztuže korozí však nedestruktivně nebylo možné určit.

Otázkou zůstalo spojení 350 mm vysokého soklu z bílého betonu se základem, jenž má podle geotechnického průzkumu výšku 600 mm. Při průvrtu soklu bylo zjištěno, že se základem zřejmě není pevně spojen žádným potěrem ani maltou, což se potvrdilo i po odkopání základu. Přítomnost případných spojovacích kotev či trnů mezi soklem a základem nebylo možné ověřit.

Na příkladu diagnostiky uměleckého díla „Slunce a Člověk“ je zřejmé, že díky kombinaci několika nedestruktivních metod, za použití moderních diagnostických přístrojů a kvalifikovaných pracovníků lze s minimálními zásahy do konstrukce (nutnými pro upřesnění nedestruktivních zkoušek) dosáhnout poměrně přesvědčivých výsledků. Jedná se o cestu vhodnou pro ověřování vlastností železobetonových konstrukcí uměleckých děl a památek.

9 ZÁVĚR

V posledních letech dochází ke zvýšení zájmu o hodnocení stávajících stavebních objektů, železobetonové konstrukce nevyjímaje. Modernizace celé škály objektů se samozřejmě dotýká zejména vlastníků, investorů a odborných firem, ovšem současně lze pozorovat i zájem nadšenců a orgánů památkové péče o industriální dědictví. Při rozhodování o těchto objektech však často bývá hrubým způsobem podceněno objektivní zjištění jejich stavu.

Pro hodnocení existujících staveb včetně památek je k dispozici obecně poměrně dobrá metodika ve formě norem ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038 [41, 42], jejichž úskalí však může spočívat v „mírnějším“ přístupu ke starším konstrukcím a možnosti zhodnotit jejich stav pouze na základě vizuální prohlídky, bez nutnosti zkoušek. Jak ukázaly některé příklady v této práci, starší konstrukce mohou být ve výrazně horším stavu, než jak na první pohled vypadají, a proto lze doporučit jejich diagnostiku prakticky ve všech případech zásahů do nosné konstrukce.

A právě zde se ukazuje velký význam nedestruktivních metod, které dokáží bez invazivního zásahu do nosné konstrukce odhalit její slabá místa. Podle výsledků nedestruktivních zkoušek lze daleko efektivněji naplánovat následný podrobný průzkum. Nedestruktivní metody se uplatní i v rámci podrobného průzkumu, anebo při dlouhodobém monitorování konstrukcí.

Z hlediska starých konstrukcí se jako nejvhodnější jeví metoda ultrazvuková, neboť je dostatečně citlivá zejména v oblasti nízkých pevnostních tříd betonu typických pro starší stavby, dále je zcela nedestruktivní a s její pomocí dokážeme odhadnout vlastnosti betonu v celé tloušťce konstrukce. V kapitole 6 této práce byla prokázána i dostatečná citlivost ultrazvukové metody na poruchy uvnitř struktury, vzniklé přetížením sloupu.

Přes nesporné výhody ultrazvukové metody je doposud nejrozšířenější metoda tvrdoměrná, která však většinou vyžaduje úpravu povrchu broušením až na strukturu betonu. Při tvrdoměrném zkoušení starších betonových konstrukcí je třeba zohlednit celou řadu vlivů na měření, z nichž většina nadhodnocuje výsledné hodnoty na stranu nebezpečnou. Proto je důležité tyto nedestruktivní zkoušky upřesňovat pomocí doplňkových zkoušek na jádrových vývrtech, což platí i pro ultrazvukovou metodu. Tvrdoměrná metoda je tak daleko lépe využitelná všude tam, kde povrch není třeba brousit – u nových konstrukcí s hladkým povrchem a kvalitním betonem. Díky novým přístrojům Silver Schmidt je možné zkoušet i betony vysokohodnotné přibližně do 100 MPa, anebo naopak odbedňovací pevnosti již od 5 MPa. Ultrazvuk se na nových konstrukcích rovněž uplatní, zejména při kontrole rovnoměrnosti betonu a zjištění modulu pružnosti in situ. Nespornou výhodou všech nedestruktivních metod je možnost opakovaného provádění zkoušek na témže zkušebním místě s cílem sledovat změnu vlastností v čase (při zrání betonu nebo naopak při jeho degradaci).

Zatímco u metod pro zkoušení betonu dochází spíše k postupným změnám, novinky v oblasti lokalizace výztuže jsou podstatně výraznější. Stále více se prosazuje metoda radarová – přístroj Hilti PS 1000 X Scan umožňuje doslova „pohled dovnitř“, neboť dokáže vizualizovat výztuže i ve více vrstvách pod sebou. Díky novým přístrojům došlo ke kvalitativnímu skoku i na poli elektromagnetických indikátorů výztuže. Nový Profometer PM-6 s grafickým záznamem dat je v podstatě prvním přístrojem, který je za příznivých podmínek schopen vykreslit řez železobetonovým prvkem s vyznačením počtu prutů, krytí, roztečí i průměru výztuže. Kombinace metody radaru a elektromagnetického indikátoru téměř dokáže nahradit metodu radiografickou, stále obtížněji použitelnou kvůli zdraví škodlivému záření a předpisům.

V poslední době se tedy rozvíjejí zejména elektroakustické a elektromagnetické metody, které postupně směřují k lepší detekci poruch a objektů uvnitř konstrukcí [např. 6, 35, 36]. Oživení zájmu o nedestruktivní metody lze pozorovat i v České republice, jejich širší uplatnění však není možné bez modernizace přístrojové techniky a zvýšení kvalifikace diagnostických pracovníků.

Nedestruktivní zkušební metody jsou a budou nedílnou a významnou součástí zkoušení a diagnostiky železobetonových konstrukcí, neboť spolu se zatěžovacími zkouškami představují určitou sofistikovanou nadstavbu běžných metod. Na rozdíl od metod destruktivních nepoškozují zkoumané prvky, dílce i konstrukce a umožňují prozkoumat velký počet míst. Na druhou stranu jsou méně přesné a nevylučují ani možnost hrubých chyb a omylů. Proto je vhodné oba typy zkoušek vzájemně kombinovat a co nejlépe využít jejich předností, abychom s co nejnižšími náklady a co nejmenšími zásahy dokázali zjistit maximum informací o vlastnostech nosné konstrukce.

10 SEZNAM LITERATURY A PRAMENŮ

- [1] AĚTCIN, P.-C.: Vysokohodnotný beton. Český překlad Bílek, V., Vydání 1., Praha: ČKAIT, 2005, ISBN 80-86769-39-9.
- [2] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V., Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech, článek v *TZB-info*, ISSN 1801-4399, TZB-info, Praha, 2014
- [3] ANTON, O.; ŠTAINBRUCH, J.; KORDINA, T., Rozvoj a použití georadaru při diagnostice železobetonových konstrukcí, článek v *Beton TKS*, Praha: Beton TKS s.r.o., 2011, ISSN 1213-3116.
- [4] BAŽANT, Z.; KLUSÁČEK, L. *Statika při rekonstrukcích objektů*. Vyd. 5., v Akademickém nakl. CERM 3. Brno: CERM, 2010, 121 s., ISBN 978-80-7204-692-8.
- [5] BROŽOVSKÝ, J. Nedestruktivní zkušební metody - nástroj pro hodnocení pevnosti stavebních materiálů a výrobků. Brno: VUTIUM, 2005. Vědecké spisy Vysokého učení technického v Brně. Habilitační a inaugurační spisy. ISBN 80-214-3056-7.
- [6] BÜYÜKOZTÜRK, M., et al. Nondestructive Testing of Materials and Structures. *RILEM Bookseries – Volume 6*. Springer Science & Business Media, 2012, 1278 p. ISBN 9400707223, 9789400707221.
- [7] CIKRLE, P., Monitoring of Cracks Development in Concrete Using Ultrasonic Dection, příspěvek na konferenci *Comportarea in situ a constructiilor*, SC Consitrans SRL, Mare - Brazi, 2006.
- [8] CIKRLE, P.; ANTON, O., Využití nedestruktivní diagnostiky pro hodnocení betonových konstrukcí památek, *Sborník recenzovaných příspěvků konference ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2016*, ISBN 978-80-214-5341-8, Vysoké učení technické v Brně, Brno, 2016.
- [9] CIKRLE, P.; ANTON, O., Vývoj nedestruktivních metod pro zkoušení betonu za posledních 25 let, článek v *Beton TKS*, ISSN 1213-3116, Beton TKS, s.r.o., Praha, 2015.
- [10] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P., NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu CŽV, 1. vydání Brno: VUT v Brně FAST, 2010, ISBN 978-80-214-4198-9.
- [11] CIKRLE, P.; ANTON, O.; HEŘMÁNKOVÁ, V. Indikátory výztuže - oživení tradiční metody. In *Zkoušení a jakost ve stavebnictví*. Brno, VUT Brno. 2014. p. 27 - 36. ISBN 978-80-214-5032-5.
- [12] CIKRLE, P.; ANTON, O.; HEŘMÁNKOVÁ, V.; VYMAZAL, T., Konstrukční zvláštnosti při diagnostice sakrálních objektů, příspěvek na konferenci *Městské inženýrství*, ISBN 978-80-87438-62-6, ČKAIT, Karlovy Vary, 2015.
- [13] CIKRLE, P.; BÍLEK, V.: Modul pružnosti vysokopevných betonů různého složení. *Beton TKS*. 2010. 2010(5). p. 40 - 44. ISSN 1213-3116.
- [14] CIKRLE, P.; KOCÁB, D., Dynamické a statické moduly pružnosti betonu, článek v *TZB-info*, ISSN 1801-4399, TZB-info, Brno, 2014.

- [15] CIKRLE, P.; KOCÁB, D., The Combination of Non-destructive Methods for Monitoring the Development of Concrete Properties, příspěvek na konferenci *8th Interantional Conference NDT 2010 - Non-Destructive Testing in Engineering Practice*, ISBN 978-80-7204-723-9, VUT v Brně, Brno, 2010.
- [16] CIKRLE, P.; KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O., Možnosti využití ultrazvukové metody pro stanovení pevnosti v tlaku mostního betonu, příspěvek na konferenci *Konference Zkoušení a jakost ve stavebnictví. Sborník recenzovaných příspěvků 2011.*, ISBN 978-80-214-4338-9, Vysoké učení technické v Brně, Brno, 2011.
- [17] CIKRLE, P.; KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O. Zkoušení betonu ultrazvukovou impulsovou metodou. *Beton TKS*. 2013. 13(3). p. 74 - 79. ISSN 1213-3116.
- [18] CIKRLE, P.; KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O., Determination of the Concrete Compressive Strength from the Ultrasonic Pulse Velocity, příspěvek na konferenci *9th INTERNATIONAL CONFERENCE NDT 2011 - NON-DESTRUCTIVE TESTING IN ENGINEERING PRACTICE*, ISBN 978-80-7204-774-1, VUT FAST v Brně, Brno, 2011.
- [19] CIKRLE, P.; KOUKAL, J.: Zkoušení vysokopevnostních betonů odrazovými tvrdoměry a ultrazvukem. In Workshop NDT 2006. Brno, VUT FAST v Brně. 2006. p. 10 - 12. ISBN 80-7204-487-7.
- [20] CIKRLE, P.; POSPÍCHAL, O. Nový způsob stanovení mrazuvzdornosti betonu s využitím metod pro sledování poruch struktury. *Beton TKS*. 2011. 2011(3). p. 56 - 61. ISSN 1213-3116.
- [21] COLLEPARDI, M.: Moderní beton. Český překlad Bílek, V., Vydání 1., Praha: ČKAIT, 2009, 344 s. ISBN 978-80-87093-75-7.
- [22] FRAGNER, B.; URBAN, M. Hledání možností využití opuštěných industriálních staveb. *Inženýrská komora 2016*. Praha: Informační centrum ČKAIT s.r.o, 2016, s. 72. ISBN 978-80-87438-74-9.
- [23] HANNACHI, S.; GUETTECHE, M. N. Review of the Rebound Hammer Method Estimating Concrete Compressive Strength on Site. Proceedings of *International Conference on Architecture And Civil Engineering (ICAACE'14)*, Dubai, December 25-26, 2014, pp. 118-127. ISBN 978-93-84468-11-8.
- [24] HOLA, J.; SCHABOWICZ, K. State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures–anticipated development trends. *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 10.3 (2010), pp. 5-18. ISSN: 1644-9665.
- [25] HOLICKÝ, M. a kol. Příručka pro hodnocení existujících konstrukcí: projekt CZ.04.3.07/4.2.01.1/0005 Inovace metod hodnocení existujících stavebních konstrukcí. V Praze: Česká technika - nakladatelství ČVUT v Praze, 2007, 175 s. ISBN 978-80-01-03790-4.
- [26] HOLICKÝ, Milan. Základy hodnocení existujících konstrukcí. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav, 2013, 113 s. ISBN 978-80-01-05419-2.
- [27] KOCÁB, D.; CIKRLE, P.; POSPÍCHAL, O.; HRONOVÁ, P., Porovnání citlivosti indikátorů výztuže, In: *Zkoušení a jakost ve stavebnictví 2009*, Brno, VUT v Brně, 2009 ISBN 978-80-214-3951-1.

- [28] KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O.; ADÁMEK, J.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; CIKRLE, P., Influence of Air-entrainment on Modulus of Elasticity of Concrete for Bridge Constructions, příspěvek na konferenci *Non-Destructive Testing in Engineering Practice*, ISBN 978-80-7204-723-9, CERM, Brno, 2010.
- [29] KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O.; CIKRLE, P., Ověření rovnoměrnosti betonu použitého pro stanovení vlivu délky ošetřování na kvalitu betonu, článek v *TZB-info*, ISSN 1801-4399, TZB-info, Brno, 2013.
- [30] LESLIE, J. R.; CHEESEMAN, W. J.: An ultrasonic method for studying deterioration and cracking in concrete structures. Amer. Concrete Inst., Proceedings. Vol. 46. Sept. 1949. p. 17 - 36.
- [31] OBRAZ, J. Ultrazvuk v měřicí technice. 2., upravené vyd. Praha: SNTL, 1984.
- [32] PAVLÍK, A.; DOLEŽEL, J. Nedestruktivní vyšetřování betonových konstrukcí. Praha: SNTL, 1977.
- [33] PECINKA, L.; CIKRLE, P.; SVOBODA, D., Experimental Stend of Nuclear Research Institute Rez plc for Qualifikation of ISI Techniques, příspěvek na konferenci *Ageing Managenent of Thick Walled Concrete Structures, ISI, Maintenance and Repair, Instrumentation Methods and Safety Assesment in View of LTO*, OECD Nuclear Energy Agency, Prague, 2008.
- [34] PURNELL, P. Noncontact ultrasonic diagnostics in concrete: A preliminary investigation. *Cement And Concrete Research* 34.7 (2004), pp. 1185-1188. ISSN: 0008-8846.
- [35] REHMAN, S. K. U, et al. Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Construction and Building Materials* 107 (2016), pp. 58-86. ISSN 0950-0618.
- [36] SCHABOWICZ, K. Ultrasonic tomography—the latest nondestructive technique for testing concrete members—description, test methodology, application example. *Archives of civil and mechanical engineering* 14.2 (2014), pp. 295-303. ISSN: 1644-9665.
- [37] MIKULEC, J. *Nedestruktivní zjišťování vlastností betonu předpjatých nosníků*. Brno, 2014, 92 s., 11 s. příloh. Diplomová. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
- [38] TKADLEČEK, P. *Detekce poruch a dutin v konstrukcích s využitím radaru*. Brno, 2014, 52 s., Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
- [39] TOPOLÁŘ, L.; PAZDERA, L.; CIKRLE, P., Acoustic Emission Monitoring during Static Modulus Elasticity Test of Concrete Specimen, příspěvek na konferenci *51st Annual of the International Scientific Conference on Experimental Stress Analysis, EAN 2013*, ISSN 1660-9336, ISBN 978-3-03785-977-3, Switzerland, 2014.
- [40] ŽÍTT, P. a kol. *Závěrečná zpráva: Stavebně technický průzkum mostu v Nosislavi*, Vysoké učení technické, Fakulta stavební, Brno, 2015.
- [41] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Praha: ÚNMZ, 2014.
- [42] ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplňující ustanovení. Praha: ÚNMZ, 2014.

- [43] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004.
- [44] ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí. Praha: ÚNMZ, 2016.
- [45] ČSN EN 206 Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: ÚNMZ, 2014.
- [46] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Praha: ÚNMZ, 2012.
- [47] ČSN 73 1370 Nedestruktivní zkoušení betonu – Spol. ustanovení. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [48] ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [49] ČSN 73 1372 Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [50] ČSN 73 1373 Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [51] ČSN 73 1380 Zkoušení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování - Porušení vnitřní struktury. Praha: ČNI, 2007.
- [52] ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. ČNI, 2007.
- [53] ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. Praha: ÚNMZ, 2009.
- [54] ČSN EN 12504-2 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [55] ČSN EN 12504-4 Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu. Praha: ČNI, 2005.
- [56] ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles, Praha: ÚNMZ, 2009, tisková změna Z1 2012.
- [57] ČSN 73 1317 Stanovení pevnosti betonu v tlaku (neplatná). Praha, Vydavatelství ÚNM, 1986.
- [58] ČSN 73 2400 Provádění a kontrola betonových konstrukcí (neplatná). Praha, Vydavatelství ÚNM, 1986.
- [59] ČSN 1090-1931. Část 1. Předpisy o betonových stavbách. Navrhování betonových staveb (neplatná). Praha: 1931.
- [60] ČSN 73 0038-1986 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách (neplatná). Praha: Vydavatelství ÚNM, 1986.
- [61] ČSN 73 2011-1986 Nedeštruktívne skúšanie betónových koňštrukcií (neplatná). Praha: Vydavatelství ÚNM, 1986.
- [62] Proceq SA, Documentation & Software, Schwerzenbach Switzerland, 2014, dostupné na CD.

Pokud není uvedeno jinak, potom všechny použité fotografie pocházejí z archivu autora práce.

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 Vývojový diagram obecného postupu hodnocení existujících konstrukcí s vyznačením fází s využitelností NDT metod [41].....	14
Obr. 2 Schéma odrazového tvrdoměru typu Schmidt: 1 – beran, 2 – razník, 3 – tažná pružina, 4 – pouzdro, 5 – stupnice	32
Obr. 3 Tvrdoměr Silver Schmidt PC typu N	33
Obr. 4 Tvrdoměr Silver Schmidt PC typu LM s hříbovým nastavcem.....	34
Obr. 5 Kalibrační křivka pro stanovení odbedňovací pevnosti betonu v tlaku z hodnoty Q zjištěné tvrdoměrem Silver Schmidt PC-LM s hříbovým nastavcem [9].....	34
Obr. 6 Princip posunu základní křivky podle ČSN EN 13791	39
Obr. 7 Posun základní křivky vypočtený z 9 dvojic výsledků pevnosti v tlaku f_{is} a f_R	41
Obr. 8 Ultrazvukový přístroj TICO (vlevo) s digitálním výstupem měřené doby průchodu UZ vlnění a nový přístroj PUNDIT PL-200 (vpravo) s paměťovým osciloskopem	44
Obr. 9 Dvě metody prozvučování – vlevo přímé prozvučování se dvěma sondami, budičem a snímačem, vpravo odrazová metoda s jedinou integrovanou sondou [10]	44
Obr. 10 Alternativní možnosti prozvučování dvěma sondami – vlevo polopřímé (šikmé), vpravo nepřímé (povrchové) [10].....	45
Obr. 11 Příklad grafického stanovení rychlosti šíření impulsu při nepřímém (povrchovém) prozvučování (T je budič, R je snímač. f je doba průchodu) [10].....	45
Obr. 12 Obecný kalibrační vztah pro odhad krychelné pevnosti v tlaku tradičních betonů z rychlosti šíření ultrazvukového vlnění [17]; pro porovnání uvedeny i vztahy z norem ČSN 73 1371 (červený) a ČSN EN 13791 (zelený).....	52
Obr. 13 Kalibrační vztah pro nárůst pevnosti v tlaku mostního betonu [17]. Pro porovnání uvedeny křivky z norem ČSN 73 1371 (červená) a ČSN EN 13791 (zelená)	54
Obr. 14 Nový ultrazvukový přístroj PUNDIT PE-200 s osciloskopem, automatickým odečítáním doby průchodu a možností připojení odrazové sondy (vpravo)	55
Obr. 15 Ukázka A-skenu, režim měření vzdálenosti, zadaná rychlost 2224 m/s, naměřený čas 441,0 μ s, vypočítaná vzdálenost 0,490 m [38].....	55
Obr. 16 Ukázka B-skenu – na svislé ose hloubka měření, na vodorovné délka, vpravo A-sken v poloze kurzoru; v hloubce 0,5 m zachycena výrazná linie odrazu od zadní stěny, v hloubce 0,25 m jsou patrné dva vnitřní objekty (dutiny) [38]	56
Obr. 17 Princip měření pomocí sondy s pulsně indukční technologií, podle Proceq [62]	57
Obr. 18 Profometer PM-6 s integrovanou sondou a dotykovým displejem, na němž lze ihned kontrolovat správnost měření pomocí křivek intenzity signálu	60
Obr. 19 Příklad rozlišovací schopnosti Profometru PM-630 při identifikaci tří prutů \varnothing 16 mm s osovou vzdáleností 50 mm: při krytí 27 mm lze jasně identifikovat 3 pruty, krytí 43 mm je hraniční, při krytí 59 mm se pruty zobrazují jako shluk	62
Obr. 20 Minimální vzdálenosti sousední výztuže pro správné změření průměru výztuže přístrojem Profometer PM-6, při vzdálenosti sousední výztuže 50-130 mm lze nastavit korekci	63

Obr. 21 Odhad průměru výztuže (ve skutečnosti Ø 16 mm) Profometrem PM-6 při nastavené korekci sousední výztuže 100 mm – průměry krajních prutů odhadnuty velmi dobře, u středních prutů s menší vzdáleností došlo k nadhodnocení o 3-6 mm.....	64
Obr. 22 Odhad průměru výztuže (ve skutečnosti Ø 16 mm) Profometrem PM-6 při nastavené korekci sousední výztuže 50 mm – střední prut změřen přesně Ø 16 mm, u druhého a čtvrtého prutu došlo k mírnému podhodnocení vlivem větší vzdálenosti krajních sousedních prutů.....	64
Obr. 23 Ukázka výstupu liniového skenu – v dolní části je znázorněn řez výztuží s možností odečtení krytí, v horní části je zobrazen pohled na detekované výztuže	65
Obr. 24 Skenování výztuže v ploše 600 × 600 mm s pomocí papírové šablony přilepené na konstrukci (vlevo), výstupem je zobrazení výztuže v pohledu i v obou řezech (vpravo)	66
Obr. 25 Ukázka prostorového zobrazení s barevným odlišením vodorovné a svislé výztuže a s možností libovolného natočení obrazu	66
Obr. 26 Pohled na prostě uloženou desku nosné konstrukce	67
Obr. 27 Provádění tvrdoměrných zkoušek na dolním povrchu prostě uložené stropní desky .	68
Obr. 28 Dokumentace vývrtu z místa s nejnižší pevností v tlaku z NDT zkoušek – povrch betonu je degradovaný, hloubka karbonatace dosáhla 90 mm.....	69
Obr. 29 Dvojice míst pro tvrdoměrné zkoušky betonu na sloupu, kdy nejprve došlo pouze k vybroušení vrstvy cementové omítky (vpravo), teprve poté k vybroušení až na strukturu skutečného betonu sloupu (vlevo)	70
Obr. 30 Kontrolní vývrt betonovou klenbou stoky v místě, kde podle zprávy o průzkumu mělo být 0,50 m betonu pevnostní třídy C 16/20	71
Obr. 31 Vzorek betonu odebraný z nosného sloupu s jemnozrnnou vrstvou na povrchu, což byl torkret provedený v minulosti v rámci statického zajištění sloupů – vpravo fotografie sloupu po obnažení zesílení prostřednictvím ocelové bandáže v rozích....	71
Obr. 32 Jádrový vývrt z betonu vyrobeného v roce 1915 se rozlomil v místě velkého zrna nekvalitního nepraného těžného kameniva; toto nekvalitní kamenivo má značný vliv na snížení pevnosti betonu v tlaku, ovšem na tvrdost betonu takový vliv nemá	73
Obr. 33 Zkušební těleso z betonu s karbonatací do hloubky 60 mm, k jehož porušení došlo v části s pH>9,5 (červenofialová barva od fenolftaleinového činidla), přičemž jsou jasně patrné odloupnuté oblázky z povrchu betonu	73
Obr. 34 Zkoušený předem předpjatý vazník V03 po odbednění, vpravo příčný řez střední částí vazníku [37].....	74
Obr. 35 Zkušební tělesa ve tvaru krychle čerstvě vybetonovaná v kovových formách	75
Obr. 36 Zkoušení těles tvrdoměrem Schmidt N (vlevo) a Silver Schmidt PC-N (vpravo).....	76
Obr. 37 Zkušební krychle v lisu po stanovení pevnosti v tlaku	76
Obr. 38 Nárůst pevnosti v tlaku na krychlích v průběhu kalibračních měření, průměrné hodnoty sady těles spojeny přímkami	77
Obr. 39 Kalibrační vztah pro stanovení upřesněné pevnosti v tlaku betonu f_b z odrazu R tvrdoměru Original Schmidt N.....	78
Obr. 40 Kalibrační vztah pro stanovení upřesněné pevnosti v tlaku betonu f_b z koeficientu vrácené energie Q tvrdoměru Silver Schmidt PC-N	78

Obr. 41 Zkoušení předem předpjatého vazníku tvrdoměrem Silver Schmidt PC-N po odstranění formy (vlevo) a po vyvezení vazníku na venkovní skládku (vpravo)	79
Obr. 42 Průmyslová podlaha z drátkobetonu s vrstvou vsypu – vlevo vytyčení rastru pro měření přístrojem Silver Schmidt PC-N, vpravo detail přístroje při zkoušce.....	80
Obr. 43 Schéma rozmístění zkušebních ploch č. 1 až 7 (vyznačeny modře), na některých zkušebních plochách byly provedeny i jádrové vývrty	81
Obr. 44 Zkušební plocha č. 1 o velikosti 2,0×2,0 m, tři lokální nespojitosti označené křídou	83
Obr. 45 Grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie (koeficientu Q) – červeně označená místa se shodují s křídou označenými, zeleně označená místa byla zjištěna dodatečně na základě měření přístrojem Silver Schmidt PC-N	83
Obr. 46 Grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie Q – červeně zakroužkovaná místa byla lokalizována i akustickým trasováním, naprosto odpovídají výsledkům měření přístrojem Silver Schmidt PC-N.....	84
Obr. 47 Zkušební plocha č. 5, grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie (koef. Q) – kromě míst lokalizovaných akustickým trasováním (červené označení) byly přístrojem Silver Schmidt PC-N zjištěny ještě dvě další nespojitosti (zelené kroužky)	85
Obr. 48 Zkušební plocha č. 6, graf oblastí s různou mírou vrácené energie Q – červeně označená místa byla zjištěna akustickým trasováním, zeleně označená místa navíc tvrdoměrem	85
Obr. 49 Referenční zkušební plocha č. 7 o velikosti 2,0×2,0 m, bez poškození povrchu.....	86
Obr. 50 Grafické znázornění oblastí s různou mírou vrácené energie Q na referenční zkušební ploše č. 7 – na ploše nebyly zaznamenány žádné nespojitosti nášlapné vrstvy	86
Obr. 51 Pohled na desku nosné konstrukce s vyznačenými liniemi skenování výztuže	88
Obr. 52 Pohled na zkoušený prvek zezadu – v dolní části (při betonáži se jednalo o horní povrch) je patrný technologický otvor, na foto vpravo armokoš	89
Obr. 53 Ukázka měření rychlosti šíření ultrazvukového vlnění přístrojem PUNDIT PL-200 – vlevo celkový pohled, vpravo detail přístroje se zobrazeným povrchovým grafem...	91
Obr. 54 Schéma vytyčení zkušebních ploch 1 až 3 na svislých stěnách prvku.....	92
Obr. 55 Schématické znázornění zkušební plochy 4 a linie 5 v horní části prvku.....	93
Obr. 56 Grafický výstup z měření na zkušební ploše č. 2 v podobě povrchového grafu – v dolní části byla rychlost mírně nižší (horní povrch při betonáži), horší zhutnění betonu bylo zaznamenáno rovněž nad technologickým otvorem vlevo dole, ovšem těsně vedle otvoru je beton zhutněn lépe	93
Obr. 57 Složený obraz z grafů ze všech čtyř zkušebních ploch č. 1 až 4; vlevo dole označeny dvě měřicí základny A1, A2, jež byly následně podrobeny analýze signálu	94
Obr. 58 Tvar signálu na měřicí základně A1; počáteční náběh je normální, nárůst signálu je plynulý – jedná se o typické měření přes beton	95
Obr. 59 Tvar signálu na zkušebním místě A2 – náběh je deformovaný, jakoby plynulé křivce byla předsazena ještě druhá, rychlejší. Typické pro měření po výztuži.....	95
Obr. 60 Histogram četnosti hodnot rychlosti šíření ultrazvukového vlnění.....	96
Obr. 61 Pohled na rozestavěný most na silnici I/11	97

Obr. 62 Měření rychlosti šíření ultrazvukového vlnění přístrojem TICO na pilíři podpěry, vpravo pilíř opěry s vyznačeným rastrem výztuže (UZ měření mimo výztuž).....	98
Obr. 63 Ultrazvukové měření pro upřesnění hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u	100
Obr. 64 Zkouška statického modulu pružnosti v tlaku pro upřesnění hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u	101
Obr. 65 Pohled na monolitickou železobetonovou konstrukci haly z roku 1915.....	102
Obr. 66 Stanovení rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění na sloupu, vpravo tentýž sloup po odběru jádrového vývrtu \varnothing 50 mm na upřesnění NDT zkoušek [8]	103
Obr. 67 Jádrový vývrt P-S1 o průměru 50 mm se při odběru rozpadl vlivem velkého plochého zrna kameniva a jeho nízké soudržnosti s tmelem	104
Obr. 68 Železobetonová konstrukce garáží před nadstavbou o dvě podlaží, na sloupech nebyly patrné žádné závažné poruchy.....	107
Obr. 69 Vlevo pohled na sloup s odpadnutou krycí vrstvou těsně po kolapsu. Vpravo pohled z druhé strany, vyboulená výztuž viditelná po odstranění nesoudržného betonu	108
Obr. 70 Svislá trhлина na sloupu č. 2 v místě hlavní výztuže	109
Obr. 71 Svislá trhлина na sloupu č. 3 v místě hlavní výztuže; vpravo detail	110
Obr. 72 Svislé trhliny na obou stranách sloupu č. 7 v místě hlavní výztuže, v dolní polovině výšky sloupu.....	110
Obr. 73 Struktura betonu na vybroušeném místě; kostra je tvořena nekvalitním těženým kamenivem, ovšem hodnoty ukazatele tvrdosti jsou vysoké	111
Obr. 74 Schéma deseti měřících úrovní na sloupu. Vpravo výsledky měření rychlosti šíření uz vlnění na sloupu č. 2, s výrazným poklesem ve výšce od 1,0 do 2,25 m.	112
Obr. 75 Výsledky měření rychlosti šíření uz vlnění na sloupu č. 3 (vlevo) a sloupu č. 4. Sloup č. 3 byl ze všech nejméně poškozen, u sloupu č. 4 se poruchy začínají rozvíjet opět v úrovni 1,0 až 2,25 m.	112
Obr. 76 Výsledky měření rychlosti šíření UZ vlnění na sloupu č. 7 (vlevo) a sloupu č. 9, kde je rozvoj poruch kombinován s nekvalitním betonem od samého počátku – i v oblastech mimo kritické řezy je rychlost šíření nízká, nepřesahující 3200 m/s	113
Obr. 77 Zkušební sloup s vyznačeným rastrem 36 základěn pro ultrazvukové měření a body pro měření deformací; vpravo grafické znázornění rychlosti šíření ultrazvukového vlnění v povrchovém grafu, patrná vrstevnatost betonu daná nekvalitní směsí a betonáží ve vodorovné poloze (vlevo dole oblast s nejhorším betonem)	114
Obr. 78 Časový průběh zatěžování vyztuženého sloupu se základním stupněm 80 kN (10%) a mezním zatížením 800 kN (100%), odpovídajícím napětí cca 15 MPa	115
Obr. 79 Znázornění rychlosti šíření ultrazvukového vlnění v povrchových grafech pro stupně zatížení odpovídající 70 %, 80 % a 90 % mezní únosnosti sloupu, včetně stavu po odtížení z 90 % na 10 % – zde se již projeví trvalé deformace betonu.....	116
Obr. 80 Grafické znázornění rychlosti šíření UZ vlnění pro zatížení odpovídající 100 % únosnosti – po odtížení a opakovaném zatížení došlo k destrukci sloupu (vpravo) .	116
Obr. 81 Pohled na stropní konstrukci galerie II v pavilonu „Z“	119
Obr. 82 Hlavní výztuž v desce dle výkresové dokumentace, každá druhá vložka nad žebrem ohnuta; vyznačeno měření 1 uprostřed rozpětí a 2 v blízkosti kraje desky.....	119

Obr. 83 Měření polohy a krytí výztuže na mezitrámové desce galerie II v Pavilonu „Z“ na Brněnském výstavišti	120
Obr. 84 Na záznamu z měření na desce uprostřed rozpětí mezi žebry jsou znázorněny všechny pruty hlavní výztuže (průběžné i ohýbané) s krytím od 3 mm do 8 mm a s průměrnou roztečí 200 mm.....	121
Obr. 85 V místě přechodu desky do trámu se pravidelně střídají pruty průběžné hlavní výztuže (modré) a pruty ohýbané výztuže (červené), obojí po cca 400 mm.....	121
Obr. 86 Pohled ze severovýchodu na most přes místní potok v obci Nosislav	122
Obr. 87 Série liniiových skenů ve vzdálenosti 0,12 m, 0,22 m, 0,29 m a 0,32 m od líce opěry – ohýbaná výztuž (označená červeně) se postupně přibližuje k povrchu na úroveň průběžné výztuže.....	123
Obr. 88 Pohled na desku nosné konstrukce s vyznačenými liniemi skenování výztuže.....	124
Obr. 89 Grafické znázornění krycí vrstvy betonu c pro pruty č. 1 až 12 – pruty č. 2, 8 a 11 se ohýbají ve vzdálenosti 0,32 m, prut č. 5 ve vzdálenosti 0,29 m od líce opěry.....	125
Obr. 90 Kontrola polohy ohybu prutu č. 8 – počátek ohybu velmi přesně odpovídá rysce ve vzdálenosti 0,32 m od líce opěry.....	125
Obr. 91 Pohled na most v Ostravě – Mariánských Horách, nosná konstrukce je zakončena mohutným koncovým příčnickem	126
Obr. 92 Na čele koncového příčnicku je zakresleno 8 z 11 prutů \varnothing 32 mm ohnutých z dolního povrchu o 90° směrem nahoru, zbývající 3 pruty (označené červeně) byly šikmo ohnuty ve vzdálenosti 1,85 m od čela příčnicku	127
Obr. 93 Zakreslení krytí průběžné výztuže i ohýbané výztuže z boku konstrukce, červená šipka znázorňuje osu jádrového vývrtnu.....	127
Obr. 94 Grafické znázornění velikosti krycí vrstvy betonu u jednotlivých prutů výztuže včetně ohýbaných prutů č. 4, 6 a 8, červeně je orientačně znázorněna poloha jádrového vrtnu v místě ohybů pro dodatečné předepnutí příčnicku	128
Obr. 95 Výsledky kalibračního měření na modelu tří prutů \varnothing 32 mm (prostřední s ohybem) při nastaveném krytí 50 mm. Odchylky měření nepřesáhly hodnotu ± 3 mm	129
Obr. 96 Měření krytí třmínek na monolitickém sloupu s nastavenou minimální hodnotou krytí $c_p = 25$ mm – třmínky nacházející se blíže povrchu jsou zobrazeny červeně.....	130
Obr. 97 Grafické znázornění odchylek od předepsaného krytí třmínek $c_p = 25$ mm – krytí nebylo dodrženo zejména na straně „A“ sloupu (nejblíže povrchu zde byly třmínky v dolní části sloupu), na protilehlé straně „C“ bylo krytí naopak největší.....	131
Obr. 98 Série liniiových skenů pro zjištění polohy hlavní výztuže ve sloupu s obdélníkovým průřezem 500×800 mm, postupně na stranách A, B, C a D.....	132
Obr. 99 Souhrnný liniiový sken hlavní výztuže kolem všech čtyř stran sloupu – deformace armokoše se pravidelně opakuje, krytí se pohybuje mezi 10 mm až 60 mm.....	133
Obr. 100 Schématický řez sloupem zpracovaný na základě naměřených hodnot krytí hlavní výztuže – pravděpodobně došlo k pootočení bednění.....	133
Obr. 101 Pohled na spodní povrch stropního panelu o šířce 1,20 m se zakreslenou polohou hlavní (1, 2, 3, 4) i rozdělovací (r_1 , r_2) výztuže – červené šipky ukazují spáru mezi sousedními panely, krajní neoznačené výztuže náleží sousedním panelům	134

Obr. 102 Záznam měření polohy, krytí a průměru třmínek ve stropním panelu – průměr vyšel \varnothing 7 mm, krytí 9 mm až 13 mm	135
Obr. 103 Záznam měření polohy, krytí a průměru hlavní výztuže ve stropním panelu – okraje vyznačeny červenou čárkovanou čarou, průměr vnitřní výztuže stanoven \varnothing 18 mm a \varnothing 19 mm.....	135
Obr. 104 Prefabrikovaný sloup obdélníkového průřezu s vyznačenou hlavní výztuží (4 pruty v rozích) a třmínky s dostatečnou vzdáleností od sebe > 200 mm; vpravo kontrola průměru v místě odpadnuté krycí vrstvě – výztuž \varnothing 28 mm přivařená k úhelníku	136
Obr. 105 Měření ze dvou protilehlých stran sloupu dávalo zcela shodné výsledky \varnothing 28-29 mm, bez ohledu na rozdílné krytí. Měření proběhlo bez korekcí, vzdálenost výztuží byla dostatečná	136
Obr. 106 Monolitický sloup kruhového průřezu o průměru 650 mm s vyznačenou hlavní výztuží a ovíjenými třmínky (se vzdáleností cca 180 mm od sebe)	137
Obr. 107 Při měření průměru hlavní výztuže v kruhovém sloupu při rozteči ovíjených třmínek 175 mm došlo k nadhodnocení průměru o 3 až 4 mm (skutečný \varnothing 22 mm)	137
Obr. 108 Typické vyztužení stropních žebek, vlevo shluk 4 vložek \varnothing 10 a \varnothing 12 mm vedle sebe i nad sebou, vpravo 2 vložky \varnothing 22 mm a těsně nad nimi 1 vložka \varnothing 16 mm.....	138
Obr. 109 Průvlak o šířce 500 mm mezi sloupy monolitického skeletu průmyslové haly	139
Obr. 110 Měření průměru výztuže v průvlaku – při nastavené korekci vzdálenosti sousední výztuže 12 cm došlo proti skutečnému průměru \varnothing 20 mm k nadhodnocení průměru tří středních výztuží o 4 až 8 mm, po nastavení správné korekce 5 cm již bylo měření průměru výrazně přesnější (\varnothing 19-21 mm)	139
Obr. 111 Pohled na plastiku z jihozápadní strany (tvář muže obrácena k jihu)	140
Obr. 112 Pohled na odkopáný roh, pod soklem o výšce 350 mm se objevil základ plastiky	141
Obr. 113 Použité přístroje – vlevo radar Hilti PS 1000, vpravo videoskop GE Go+	142
Obr. 114 Schéma rozmístění a označení zkušebních míst na plastice, pohled ze severní strany (s tváří mladé ženy).....	143
Obr. 115 Vzorek betonu odebraný ze soklu jádrovým vrtáním – jádro bylo kompaktní, trhlinka byla způsobena vylomením jádra před nasazením nástavce vrtáku.....	145
Obr. 116 Zkušební tělesa č. 1, 2 a 3 vyrobená z vývrtu do soklu; vpravo fenolftaleinový test na horní (povrchové) části jádra, karbonatace betonu je naprosto minimální	145
Obr. 117 Při zatěžování a po rozdrčení zkušebního tělesa č. 2 se ukázalo, že skrývá starý kovový uzávěr lahve	147
Obr. 118 Stanovení množství a polohy výztuže – strana A (severní) – modrý čtverec vyznačuje skenovanou plochu o rozměrech 1,2×1,2 m	150
Obr. 119 Strana A, hloubka 0-100 mm, zobrazení veškeré výztuže na severní straně plastiky v pohledu i obou řezech	150
Obr. 120 Strana A, postupné zobrazení výztuže v různých hloubkách pod povrchem – nejbližší povrchu je vodorovná výztuž vlevo, dále svislá výztuž na obou stranách, následuje vodorovná výztuž vpravo spolu s výztuhou ze soklu ve tvaru lomeného U	151
Obr. 121 Strana A, 3D model vyztužení při pohledu zepředu – vlevo je nejbližší povrchu vodorovná (žlutá) výztuž, zatímco vpravo svislá (modrá) výztuž disku	152

- Obr. 122 Strana A – z trojrozměrného modelu vyztužení při pohledu zevnitř je patrné, že na levé straně je vodorovná (žlutá) výztuž blíže povrchu, zatímco na pravé straně je blíže povrchu výztuž svislá (dále od povrchu je pouze výztuha ohnutá ze soklu) . 152
- Obr. 123 Stanovení množství a polohy výztuže na straně B (jižní) – papírový rastr vyznačuje skenovanou plochu o rozměrech 1,2×1,2 m, rozdělenou na pásy po 150 mm 153
- Obr. 124 Strana B – hloubka 0-100 mm, zobrazení veškeré výztuže na jižní straně plastiky v pohledu i obou řezech 153
- Obr. 125 Měření průměru svislé výztuže přibližně 1,0 m nad úrovní soklu nebylo příliš průkazné z důvodu malé vzdálenosti výztuží v obou směrech, přesto zde byla identifikována výrazně větší výztuž ve větší hloubce – pásovina ze soklu 154
- Obr. 126 Pohled do mezery mezi soklem a diskem plastiky (z boku) na jednu ze čtyř pásovin o šířce cca 40 mm spojujících sokl s diskem 154
- Obr. 127 Po nasvícení pásoviny světlem z videoskopu jsou na pásovině patrné podélné trhliny na obou okrajích, způsobené korozí oceli 155
- Obr. 128 Prohlídka spáry mezi soklem a diskem plastiky pomocí videoskopu GE XL Go+ VideoProbe..... 155
- Obr. 129 Pohled videoskopem do nezainjektované kapsy v soklu vyplněné biologickým materiálem, vpravo zkorodovaný povrch výztuhy procházející ze soklu do disku 156
- Obr. 130 Detail poškození okraje pásoviny podélnou svislou trhlinou..... 156
- Obr. 131 Detail povrchu jedné z pásovin kotvících disk do soklu s patrnou hlubší korozí, skutečnou míru poškození však lze jen odhadovat 157
- Obr. 132 Schéma uchycení horní části plastiky k soklu v řezu těsně pod povrchem soklu – hloubku obou kapes se nepodařilo ověřit, stejně jako přesné rozměry pásoviny ... 157

12 SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Druhy, značky, třídy betonů a převod značení [42]	19
Tab. 2 Výhody a nevýhody nedestruktivních a destruktivních zkušebních metod	22
Tab. 3 Minimální počet zkušebních míst podle objemu betonu konstrukce [46].....	24
Tab. 4 Hodnoty max. variačního součinitele V_x a rozdílu na sousedních místech Δ	26
Tab. 5 Hodnoty součinitele odhadu 5% kvantilu β_n podle ČSN 73 2011 [46].....	27
Tab. 6 Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci pro pevnostní třídy ..	28
Tab. 7 Rozsah použití odrazových tvrdoměrů [50, 60]	33
Tab. 8 Obecný kalibrační vztah pro stanovení pevnosti v tlaku f_{be} – Schmidt N, vodorovně .	37
Tab. 9 Posun základní křivky vypočtený z 9 dvojic výsledků pevnosti v tlaku f_{is} a f_R	41
Tab. 10 Výsledné pevnosti betonu v tlaku v konstrukci $f_{is,R}$ každého měřeného místa podle upřesněného základního normového vztahu (ČSN EN 13791)	42
Tab. 11 Vliv velikosti těles na rychlost šíření impulzu	47
Tab. 12 Kvalita tradičního betonu podle rychlosti šíření ultrazvuku [30].....	50
Tab. 13 Hodnoty odrazu R tvrdoměru Schmidt N, koeficientu vrácené energie Q tvrdoměru Silver Schmidt PC-N a pevnosti v tlaku $f_{c,cube}$ na zkušebních krychlích	76
Tab. 14 Výsledky měření koeficientu vrácené energie Q na zkušební ploše č. 1	82
Tab. 15 Mezní hodnoty variačního součinitele V_x a rozdílu na sousedních místech Δ	90
Tab. 16 Hodnoty rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění na zkoušeném prvku. Červené přeškrtnuté hodnoty byly vyřazeny z důvodu zrychlení na výztuži, modře jsou označeny nejvíce rozdílné sousední hodnoty pro výpočet hodnoty Δ	95
Tab. 17 Modul pružnosti betonu pilířů opěr z pevnostní třídy C 30/37	99
Tab. 18 Modul pružnosti betonu pilířů podpěr z pevnostní třídy C 35/45	99
Tab. 19 Orientační hodnoty zmenšovacího součinitele κ_u získané laboratorně kalibrací na zkušebních tělesech	101
Tab. 20 Součinitel upřesnění α pro přepočet NDT pevností v tlaku.....	104
Tab. 21 Pevnost v tlaku neupřesněná a upřesněná betonu sloupů.....	105
Tab. 22 Výsledky měření krycí vrstvy výztuže v různých vzdálenostech od líce opěry	124
Tab. 23 Výsledky měření krycí vrstvy třmínků na všech čtyřech stranách A, B, C, D sloupu, červené odstíny znázorňují krytí menší než předepsané, zelené krytí větší.....	130
Tab. 24 Rychlost šíření ultrazvukového vlnění plastikou – pohled ze strany A (tvář mladé ženy). Mírně horší je beton v pravé části plastiky, uprostřed výšky	144
Tab. 25 Charakteristiky zkušebních těles a objemová hmotnost betonu plastiky	146
Tab. 26 Rychlost šíření vlnění, dynamický modul pružnosti a neupřesněná pevnost v tlaku	146
Tab. 27 Pevnost v tlaku betonu válcová a krychelná	146
Tab. 28 Součinitel upřesnění α pro přepočet pevností získaných z ultrazvukových měření .	147
Tab. 29 Výsledky ultrazvukových měření in situ včetně upřesněných pevností v tlaku.....	148

13 SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK

a	velikost odrazu (odskoku) beranu tvrdoměru typu Schmidt, bez rozměru;
E_{cu}	dynamický modul pružnosti, v MPa ;
f	jmenovitá frekvence použité sondy, v Hz ;
f_b	upřesněná hodnota pevnosti v tlaku betonu z tvrdoměrných měření, v MPa ;
f_{bei}	je pevnost v tlaku s nezaručenou přesností, stanovená na vzorku nedestruktivně, v MPa ;
f_{bi}	je pevnost v tlaku stanovená z i -tého měření normalizovanou tlakovou zkouškou (krychelná pevnost), v MPa ;
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku na normových tělesech, v MPa ;
$f_{ck, is}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci, v MPa ;
$f_{ck, is, cube}$	charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku v konstrukci, v MPa ;
$f_{ck, is, cyl}$	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku v konstrukci, v MPa ;
f_{is}	je pevnost jednotlivého vývrtu odpovídajícího měřenému místu, v MPa ;
$f_{is, R}$	výsledná pevnost betonu v tlaku v konstrukci každého zkušebního místa, v MPa ;
$f_{m(n), is}$	je aritmetický průměr pevností betonu vypočtený z pevností získaných na jednotlivých zkušebních místech, v MPa ;
f_R	je hodnota pevnosti betonu v konstrukci, stanovená ze základního normového vztahu pro výslednou hodnotu odrazu R jednoho zkušebního místa, v MPa ;
f_v	je odhad pevnosti v tlaku betonu z rychlosti UZ vlnění, v MPa ;
k	koeficient rozměrnosti prostředí závislý na hodnotě Poissonova poměru ν , bez rozměru;
k_l	je součinitel závislý na počtu zkušebních dvojic pevností, bez rozměru;
L	délka měřicí základny pro ultrazvukové měření, v m ;
m_x	aritmetický průměr hodnot materiálové vlastnosti (obecně);
n	je počet měření;
Q	koeficient vrácené energie u tvrdoměru typu Silver Schmidt, bez rozměru (v %);
r	součinitel korelace, bez rozměru;
s_r	výběrová směrodatná odchylka souboru hodnot upravená dle ČSN 73 2011, v MPa ;
s_{rez}	je reziduální směrodatná odchylka, jejíž hodnota je stanovena při tvorbě kalibračního vztahu, anebo se uvažuje hodnotou $2,5 MPa$;
s_x	výběrová směrodatná odchylka souboru hodnot (obecně);
T	doba průchodu impulzů ultrazvukového vlnění, měřená přístrojem, v s ;
T_o	mrtvý čas na ultrazvukové sondě, daný její konstrukcí a akustickou vazbou, v s ;
v	je rychlost šíření ultrazvuku podle ČSN EN 12504-4, v km/s ;
v_L	rychlost šíření ultrazvuku, v m/s ;
v_{L3}	rychlost šíření ultrazvuku v trojrozměrném prostředí, v km/s ;
V_x	variační součinitel, v %;

α	součinitel upřesnění stanovený dle ČSN 73 1370, bez rozměru;
α_t	součinitel stárí pro přepočet neupřesněné pevnosti v tlaku stanovené tvrdoměrem Schmidt, bez rozměru;
α_w	součinitel vlhkosti pro přepočet neupřesněné pevnosti v tlaku stanovené tvrdoměrem Schmidt, bez rozměru;
β_n	je součinitel odhadu 5% kvantilu podle ČSN 73 2011, bez rozměru;
Δ	rozdíl hodnot mezi sousedními místy, v %;
δf	je rozdíl pevnosti na vývrtech f_{is} a příslušné pevnosti f_R , v <i>MPa</i> ;
Δf	posun základní křivky dle ČSN EN 13791, v <i>MPa</i> ;
λ_L	délka vlny, v <i>m</i> ;
ν	Poissonův poměr, bez rozměru;
ρ	objemová hmotnost materiálu, v kg/m^3 .

ČIA Český institut pro akreditaci;

ČKAIT Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě;

ČNI Český normalizační institut (zrušen 2008);

DT Destruktivní (testování) - z anglického Destructive Testing;

NDT Nedestruktivní (testování) - z anglického Non-Destructive Testing;

ÚNMZ Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví;

UZ ultrazvuk (ultrazvukový).