

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

ZKOUŠENÍ MATERIÁLŮ A EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ



Financováno
Evropskou unií
NextGenerationEU



NÁRODNÍ
PLÁN
OBNOVY

MSMT
MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY

NPO_VUT_MSMT-16609/2022



STUDIJNÍ OPORY PRO STUDIJNÍ PROGRAM *ENVIRONMENTÁLNÍ INŽENÝRSTVÍ*

© doc. Ing. Ondřej Anton, Ph.D.
doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
Ing. Věra Heřmánková, Ph.D.
Ing. Dalibor Kocáb, Ph.D.
doc. Ing. Pavel Schmid, Ph.D.



Financováno
Evropskou unií
NextGenerationEU



Národní
plán
obnovy



MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY

NPO_VUT_MSMT-16609/2022

OBSAH

ÚVOD	17
Cíle	17
Požadované znalosti	17
Doba potřebná ke studiu	17
Klíčová slova.....	17
1 HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ – STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY, ZÁKLADNÍ FYZIKÁLNĚ MECHANICKÉ VLASTNOSTI MATERIÁLŮ A JEJICH ZKOUŠENÍ	19
1.1 Úvod do problematiky	19
1.2 Hodnocení stávajících konstrukcí.....	20
1.2.1 Postup hodnocení stávající konstrukce	22
1.2.2 Předběžné hodnocení	22
1.2.3 Podrobné hodnocení	24
1.2.4 Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti.....	24
1.2.5 Stavebně technický průzkum	25
1.3 Zkoušení stavebních materiálů a konstrukcí.....	25
1.4 Fyzikální vlastnosti	26
1.4.1 Hustota.....	27
1.4.2 Objemová hmotnost	27
1.4.3 Sypaná hmotnost	28
1.4.4 Mezerovitost	28
1.4.5 Vlhkost	29
1.4.6 Nasákavost	29
1.5 Mechanické vlastnosti.....	30
1.5.1 Modul pružnosti v tahu a tlaku	31
1.5.2 Pevnost.....	32
1.5.3 Pevnost v tahu	32
1.5.4 Pevnost v tlaku	33
1.5.5 Pevnost v příčném tahu	34
1.5.6 Pevnost v tahu za ohybu	35
1.5.7 Tvrdost	36
1.6 Tepelné vlastnosti	36
1.6.1 Tepelná vodivost.....	36
1.6.2 Teplotní délková roztažnost.....	37
1.7 Autotest.....	38
1.8 Studijní prameny	38
1.8.1 Seznam použité literatury	38
1.8.2 Odkazy na další studijní zdroje a prameny	39
2 VLASTNOSTI ZTVRDLÉHO BETONU A JEJICH ZKOUŠENÍ	40
2.1 Pevnostní vlastnosti ztvrdlého betonu	41



2.1.1	Pevnost v tlaku	41
2.1.2	Pevnost v tahu	43
2.1.3	Pevnost v příčném tahu.....	46
2.1.4	Pevnost v tahu ohybem.....	47
2.2	Pružnostní vlastnosti ztvrdlého betonu	47
2.2.1	Modul pružnosti v tlaku/tahu	47
2.2.2	Modul přetvárnosti	56
2.2.3	Modul pružnosti ve smyku	57
2.2.4	Dotvarování	57
2.3	Trvanlivostní vlastnosti ztvrdlého betonu	58
2.3.1	Hloubka průsaku tlakovou vodou	58
2.3.2	Další propustnostní vlastnosti.....	60
2.3.3	Stanovení odolnosti cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek	62
2.3.4	Stanovení mrazuvzdornosti betonu	65
2.3.5	Ostatní vlastnosti.....	67
2.4	Autotest.....	67
2.5	Studijní prameny	68
2.5.1	Seznam použité literatury	68
2.5.2	Seznam doplňkové studijní literatury	69
3	ZKOUŠENÍ KAMENE A KAMENIVA	70
3.1	Stavební kámen	73
3.1.1	Objemová hmotnost	73
3.1.2	Nasákavost	73
3.1.3	Pevnost v tlaku	73
3.1.4	Pevnost v tahu za ohybu	74
3.1.5	Statický modul pružnosti.....	74
3.1.6	Dynamický modul pružnosti.....	76
3.1.7	Mrazuvzdornost	76
3.1.8	Další zkoušky přírodního kamene	77
3.2	Kamenivo	77
3.2.1	Stanovení zrnitosti kameniva	78
3.2.2	Stanovení obsahu jemných částí z prosévací zkoušky	80
3.2.3	Stanovení objemové hmotnosti zrn	81
3.2.4	Stanovení tvaru zrn – tvarový index SI.....	81
3.2.5	Stanovení sypané hmotnosti a mezerovitosti volně sypaného kameniva	82
3.2.6	Další vlastnosti kameniva	83
3.3	Autotest.....	84
3.4	Studijní prameny	84
3.4.1	Seznam použité literatury	84
3.4.2	Seznam doplňkové studijní literatury	85

4	NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠENÍ BETONU	86
4.1	Úvod do nedestruktivního zkoušení betonu.....	86
4.1.1	Původní české normy	86
4.1.2	Normy evropské a mezinárodní, převzaté jako ČSN	86
4.2	Tvrdoměrné zkoušení betonu	87
4.2.1	Využití tvrdoměrných metod	87
4.2.2	Rozdělení tvrdoměrů	87
4.2.3	Tvrdoměr SilverSchmidt.....	89
4.2.4	Obecné zásady použití tvrdoměrných metod.....	90
4.2.5	Metoda Schmidtových tvrdoměrů podle ČSN 73 1373 [4.3]	90
4.2.5.1	Kontrolní kovadlina	90
4.2.5.2	Zkušební místo	90
4.2.5.3	Provedení zkoušky	91
4.2.5.4	Zpracování výsledků měření a test platnosti odrazů	91
4.2.5.5	Stanovení pevnosti v tlaku	92
4.3	Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu.....	93
4.3.1	Princip metody	93
4.3.2	Používané přístroje a způsoby měření.....	94
4.3.3	Ultrazvuková impulzová metoda podle ČSN 73 1371.....	95
4.3.3.1	Rychlost šíření ultrazvuku	95
4.3.3.2	Kritérium rozměrnosti.....	96
4.3.3.3	Dynamický modul pružnosti v tahu a tlaku	97
4.3.3.4	Informativní výpočet pevnosti betonu z rychlosti šíření ultrazvuku:	97
4.3.4	Rovnoměrnost betonu	98
4.4	Autotest.....	99
4.5	Shrnutí.....	100
4.6	Studijní prameny	100
4.6.1	Seznam použité literatury	100
4.6.2	Seznam doplňkové studijní literatury	100
4.6.3	Odkazy na další studijní zdroje a prameny	101
5	ZKOUŠENÍ BETONU IN SITU NA VÝVRTECH, VLASTNOSTI STARÝCH BETONŮ	102
5.1	Úvod do diagnostiky betonových konstrukcí.....	102
5.2	Vzorkování, příprava a vlastní odběr vzorků.....	103
5.2.1	Vzorkování obecně.....	103
5.2.2	Vzorkování ztvrdlého betonu.....	103
5.2.3	Zařízení a pomůcky pro odběr vzorků	103
5.2.4	Příprava vrtacích prací – vzorkovací plán	104
5.2.5	Provádění jádrových vývrtů	104
5.2.6	Přeprava a uložení jádrových vývrtů.....	105
5.3	Zkoušení jádrových vývrtů podle ČSN EN 12504-1	105

5.3.1	Vyšetření a měření jádrových vývrtů	105
5.3.2	Úpravy vývrtů	106
5.3.2.1	Obecné zásady.....	106
5.3.2.2	Délka vývrtu.....	106
5.3.2.3	Dovolené odchylky po zakoncování	106
5.3.2.4	Průměr jádrových vývrtů	107
5.3.3	Zkouška pevnosti v tlaku a vyjádření výsledků	108
5.4	Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku.....	108
5.4.1	Hodnocení výsledků	108
5.4.2	Charakteristická pevnost betonu v existující konstrukci podle ČSN ISO 13822 (respektive ČSN 730038)	109
5.5	Posuzování pevnosti betonu v tlaku v existujících konstrukcích zkoušením vývrtů dle ČSN EN 13791.....	110
5.5.1	Úvod	110
5.5.2	Cíl šetření.....	110
5.5.3	Existující konstrukce – zkušební oblast, zkušební místa	111
5.5.3.1	Zkušební oblasti.....	111
5.5.3.2	Zkušební místa.....	111
5.5.4	Existující konstrukce – zkoušení vývrtů	112
5.5.4.1	Velikost jádrových vývrtů	112
5.5.4.2	Zkoušení těles.....	112
5.5.4.3	Počáteční vyhodnocení zkušebních oblastí.....	113
5.5.4.4	Vyhodnocení jednotlivých výsledků zkoušek v rámci zkušební oblasti	114
5.5.5	Vyhodnocení pevnosti v tlaku betonu v konstrukci podle ČSN EN 13791	114
5.5.6	Charakteristická pevnost betonu v malé zkušební oblasti. 115	
5.5.7	Charakteristická pevnost betonu na základě záměrně vybraných vývrtů nedestruktivními zkouškami.....	115
5.6	Vlastnosti betonů používaných v minulosti	116
5.6.1	Historie výroby betonu.....	116
5.6.2	Problematika hlinitanového cementu v betonových nosných konstrukcích	116
5.6.3	Porovnání značení betonů v minulosti a současnosti	117
5.7	Autotest.....	118
5.8	Shrnutí	118
5.9	Studijní prameny	119
5.9.1	Seznam použité literatury	119
5.9.2	Seznam doplňkové studijní literatury	119
6	ZKOUŠENÍ KOVOVÝCH KONSTRUKCÍ A VLASTNOSTI STARÝCH TYPŮ VÝZTUŽÍ A ŽELEZNÝCH PRVKŮ.....	120
6.1	Hodnocení existujících ocelových a litinových konstrukcí	120
6.1.1	Obecně	120

6.1.2	Předběžný průzkum ocelových konstrukcí	120
6.1.3	Zjištění vlastností kovových materiálu.....	121
6.1.4	Druhy a vlastnosti starších výztuží do betonu	122
6.2	Laboratorní zkoušky výztužných ocelí.....	124
6.2.1	Základní vlastnosti oceli	124
6.2.2	Zkouška tahem za pokojové teploty (ČSN EN ISO 6892-1) .	124
6.2.2.1	Podstata zkoušky	124
6.2.2.2	Měřené veličiny.....	124
6.2.2.3	Určení počáteční měřené délky L_0	124
6.2.2.4	Značení počáteční měřené délky	125
6.2.2.5	Volba měřené délky průtahoměru	125
6.2.2.6	Upnutí a zatěžování zkušební tyče.....	125
6.2.2.7	Stanovení horní a dolní meze kluzu	126
6.2.2.8	Výpočet meze pevnosti v tahu.....	126
6.2.2.9	Stanovení tažnosti.....	126
6.3	Zkoušky na kovových konstrukcích in situ	127
6.3.1	Zkouška tvrdosti metodou POLDI	127
6.3.1.1	Podstata zkoušky	127
6.3.1.2	Zkušební zařízení a pomůcky	127
6.3.1.3	Postup při zkoušce	127
6.3.1.4	Součinitel γ	128
6.3.1.5	Vyhodnocení	128
6.3.2	Stanovení tvrdosti a pevnosti v tahu přenosným přístrojem Computest SC podle Rockwella	128
6.3.2.1	Podstata zkoušky	128
6.3.2.2	Zkušební zařízení.....	128
6.3.2.3	Úprava zkušebních míst a provedení zkoušky	129
6.3.2.4	Vyhodnocení zkoušek	130
6.3.3	Měření tloušťky stěn kovových prvků ultrazvukem	131
6.3.3.1	Podstata zkoušky	131
6.3.3.2	Přístrojové vybavení.....	131
6.4	Autotest.....	132
6.5	Shrnutí.....	132
6.6	Studijní prameny	132
6.6.1	Seznam použité literatury	132
6.6.2	Odkazy na další studijní zdroje a prameny	133
7	STANOVENÍ POLOHY VÝZTUŽE METODOU VÍŘIVÝCH PROUDŮ	134
7.1	Úvod	134
7.2	Princip metody	134
7.3	Využití metody vířivých proudů	136
7.4	Přehled a porovnání přístrojů pro lokalizaci výztuže	136
7.4.1	Přehled přístrojů	136



7.4.2	Metodika zjištění citlivosti přístroje	138
7.5	Příprava měření a zásady měření	139
7.5.1	Příprava měření	139
7.5.2	Zjištění polohy výztuže	140
7.5.3	Zjištění tloušťky krycí vrstvy	140
7.5.4	Odhad průměru výztuže	141
7.6	Příklady lokalizace výztuže	141
7.6.1	Lokalizace ohybů výztuže v železobetonové desce mostu	141
7.6.2	Zjištění krytí třmínek ve sloupech	144
7.6.3	Zjištění krytí hlavní výztuže ve sloupech	145
7.6.4	Stanovení průměru výztuže dutinových stropních panelů	147
7.6.5	Stanovení průměru výztuže sloupů	148
7.6.6	Měření vyztužení žeber, trámů a průvlaků	149
7.7	Autotest	151
7.8	Shrnutí	152
7.9	Studijní prameny	152
7.9.1	Seznam použité literatury	152
7.9.2	Seznam doplňkové studijní literatury	153
7.9.3	Odkazy na další studijní zdroje a prameny	153
8	ŽELEZOBETON – STANOVENÍ POLOHY VÝZTUŽE METODOU GEORADARU	154
8.1	Georadar (GPR) – princip metody	154
8.2	Georadar Hilti PS1000 X-SCAN	157
8.3	Metodika využití georadaru – optimální postupy stanovení vyztužení na vybraných prvcích železobetonových konstrukcí	161
8.3.1	Železobetonové sloupy	161
8.3.1.1	Sloupy čtvercového a obdélníkového průřezu	161
8.3.1.2	Sloupy kruhového průřezu	162
8.3.2	Železobetonové desky a další plošné prvky	164
8.3.2.1	Železobetonové desky	164
8.3.2.2	Rozsáhlé prvky – stěny	166
8.3.2.3	Dutinové panely	167
8.3.3	Železobetonové trámy	168
8.3.3.1	Hlavní nosná výztuž u spodního líce prvku (postup platí v modifikované podobě i pro výztuž u horního líce nad podporou)	169
8.3.3.2	Smykové ohyby hlavních výztuží	171
8.3.3.3	Třmínky	172
8.3.3.4	Jádrové vývrty do trámů	172
8.3.4	Předpjaté mostní nosníky – lokalizace předpínací výztuže	173
8.4	Shrnutí	174
8.5	Autotest	175

8.6	Studijní prameny	176
8.6.1	Seznam použité literatury	176
8.6.2	Seznam doplňkové studijní literatury	176
8.6.3	Odkazy na další studijní zdroje a prameny	176
9	KERAMIKA – HISTORIE, TYPY ZDÍČÍCH PRVKŮ, JEJICH ZKOUŠENÍ A ZKOUŠENÍ STARÝCH CIHEL PRO ZNOVUPOUŽITÍ	177
9.1	Keramika ve stavebnictví	177
9.1.1	Dělení keramiky ve stavebnictví podle vlastností střepu ...	177
9.1.2	Cihlářské výrobky	178
9.1.2.1	Prvky pro svislé konstrukce.....	178
9.1.2.2	Cihly plné.....	178
9.1.2.3	Cihly děrované	178
9.1.2.4	Keramické dílce	179
9.1.2.5	Prvky pro speciální zdění	179
9.2	Zkoušení cihel.....	179
9.2.1	Požadavky na zdící prvky.....	180
9.2.1.1	Chráněné (interiérové) zdivo bez možnosti účinku mrazu .	180
9.2.1.2	Nechráněné zdivo	180
9.2.1.3	Odběr vzorků.....	180
9.2.2	Vizuální zkoušení a třídění cihel.....	181
9.2.2.1	Stanovení barvy a vzhledu (dle ČSN 72 2602)	181
9.2.2.2	Stanovení rozměrů (dle ČSN EN 771–1 +A1 a ČSN EN 772-16)	183
9.2.2.3	Určení stáří historických cihel na základě technologie výroby, rozměrů a značení.....	183
9.2.3	Stanovení fyzikálně mechanických vlastností.....	187
9.2.3.1	Stanovení objemové hmotnosti (dle ČSN EN 771-1+A1 a ČSN EN 772-13).....	187
9.2.3.2	Možné vlhkostní stavy zdících prvků, stanovení vlhkosti a nasákavosti.....	187
9.2.3.3	Stanovení mrazuvzdornosti (dle ČSN EN 72 2609)	189
9.2.3.4	Stanovení pevnosti v tahu za ohybu	190
9.2.3.5	Stanovení pevnosti v tlaku zdících prvků (ČSN EN 772-1+A1 a ČSN 72 2605).....	191
9.2.3.6	Stanovení dynamických modulů pružnosti – rezonanční metoda	192
9.2.3.7	Stanovení dynamických modulů pružnosti – Ultrazvuková impulsová metoda	193
9.2.3.8	Porušení vnitřní struktury cihel (dle ČSN 73 1380).....	194
9.2.3.9	Stanovení obsahu rozpustných solí	195
9.2.3.10	Stanovení výskytu cicvárů	196
9.3	Autotest.....	197
9.4	Studijní prameny	197



9.4.1	Seznam použité literatury	197
10	ZKOUŠENÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ IN SITU	199
10.1	Úvod do zkoušení cihelného zdiva	199
10.1.1	Problémy při posuzování starších zděných konstrukcí	199
10.1.2	Vazba zdiva	199
10.1.3	Možnosti stanovení pevnosti cihelného zdiva	201
10.2	Pevnost v tlaku zdících prvků	201
10.2.1	Metody pro stanovení pevnosti v tlaku zdících prvků	201
10.2.2	Pevnost v tlaku na vzorcích odebraných z konstrukce	202
10.2.3	Pevnost v tlaku zjištěná nedestruktivně – Schmidt LB	203
10.3	Stanovení pevnosti v tlaku malty vrtnou metodou	205
10.3.1	Princip metody upravené vrtačky KV3	205
10.3.2	Zkušební postup	206
10.3.3	Vyhodnocení zkoušky	207
10.4	Stanovení pevnosti zdiva v tlaku	208
10.4.1	Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku zdiva	208
10.4.2	Stanovení návrhové pevnosti zdiva v tlaku	208
10.4.3	Zohlednění zeslabení průřezů	209
10.5	Monitoring zděných konstrukcí	209
10.5.1	Činnosti při průzkumu poruch zděných konstrukcí	209
10.5.2	Příčiny vzniku trhlin	210
10.5.3	Přístroje pro měření přetvoření a trhlin	210
10.5.4	Účel měření posunů v trhlinách	211
10.5.5	Projekt měření posunů v trhlinách	212
10.5.6	Časový průběh měření posunů v trhlinách	212
10.5.7	Vyhodnocení měření posunů v trhlinách	213
10.6	Autotest	213
10.7	Shrnutí	213
10.8	Studijní prameny	214
10.8.1	Seznam použité literatury	214
11	DŘEVO – ZKOUŠENÍ V LABORATOŘI A IN SITU	215
11.1	Úvod	215
11.1.1	Stavba kmene	216
11.1.2	Struktura dřeva	217
11.1.3	Druhy dřevin	219
11.1.4	Růstové vady a struktura ovlivňující kvalitu dřeva	220
11.2	Vlastnosti dřeva	220
11.2.1	Hustota dřeva	223
11.2.2	Vlhkost dřeva	223
11.2.3	Nasákavost dřeva	224
11.2.4	Bobtnání dřeva	224
11.2.5	Sesychání dřeva	225

11.2.6	Borcení dřeva	225
11.2.7	Teplovní roztažnost	226
11.2.8	Hořlavost dřeva	226
11.2.9	Akustické vlastnosti dřeva	226
11.2.10	Modul pružnosti dřeva	226
11.2.11	Pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny	227
11.2.12	Pevnost v tlaku napříč vláken	227
11.2.13	Pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny	227
11.2.14	Pevnost v ohybu rovnoběžně s vlákny	228
11.2.15	Stanovení rázové houževnatosti dřeva v ohybu	229
11.2.16	Faktory ovlivňující pevnost dřeva	230
11.3	Třídění dřeva	230
11.3.1	Vizuální třídění dřeva	230
11.3.2	Strojní třídění dřeva	231
11.4	Trvanlivost dřeva	231
11.4.1	Dřevokazné houby (hniloba)	232
11.4.2	Dřevokazný hmyz	233
11.4.3	Principy ochrany dřevěných konstrukcí	233
11.5	Diagnostika dřeva	233
11.5.1	Vizuální hodnocení	233
11.5.2	Měření vlhkosti	234
11.5.3	Měření šíření ultrazvukových vln	234
11.5.4	Radiografie	235
11.5.5	Odporové zarážení trnu	236
11.5.6	Odporové mikrovrtání	237
11.5.7	Endoskopie	239
11.5.8	Odběr vzorků pro laboratorní zkoušky	240
11.6	Autotest	240
11.7	Studijní prameny	240
11.7.1	Seznam použité literatury	240
11.7.2	Seznam doplňkové studijní literatury	241
12	POLYMERY – STANOVENÍ VYBRANÝCH VLASTNOSTÍ	243
12.1	Rozdělení a charakteristika polymerů	243
12.2	Přechodové teploty polymerů	244
12.3	Navlhavost polymerů	247
12.3.1	Stanovení vlhkosti	247
12.3.1.1	Stanovení vlhkosti pomocí halogenového analyzátoru	247
12.3.1.2	Sonda s vyhodnocovacím přístrojem	248
12.3.1.3	Zařízení aquatrac	248
12.4	Hustota polymerů	248
12.5	Mechanické vlastnosti polymerů	249
12.5.1	Tahové vlastnosti polymerů	250



12.5.1.1	Mez pevnosti (σ_m).....	251
12.5.1.2	Napětí na mezi kluzu (σ_y)	251
12.5.1.3	Napětí při přetžení (σ_b).....	251
12.5.2	Modul pružnosti	252
12.5.3	Tlakové vlastnosti polymerů	253
12.5.4	Ohybové vlastnosti polymerů	254
12.5.5	Tvrdost polymerů	255
12.5.5.1	Metoda vtlačování kuličky.....	256
12.5.5.2	Metoda podle Rockwella (R, L, M, E)	256
12.5.5.3	Metoda Rockwell α	256
12.5.5.4	Metoda Shore.....	256
12.5.5.5	Metoda IRHD	257
12.6	Tepelné vlastnosti polymerů	257
12.6.1	Teplotní rozsah použitelnosti polymerů	257
12.6.1.1	Mezní teplota použití	258
12.6.1.2	Odolnost polymerů nízkým teplotám	259
12.6.1.3	Odolnost polymerů vysokým teplotám.....	259
12.6.2	Degradace polymerů	259
12.6.3	Teplotní roztažnost polymerů	260
12.6.4	Tepelná vodivost polymerů.....	260
12.6.5	Měrná tepelná kapacita polymerů.....	261
12.6.6	Hořlavost polymerů.....	262
12.6.6.1	Metoda stanovení kyslíkového čísla	262
12.6.6.2	Metoda UL-94.....	263
12.7	Elektrické vlastnosti polymerů	264
12.8	Chemická odolnost, koroze polymerů.....	266
12.9	Stárnutí polymerů.....	267
12.9.1	Vliv světelného záření	268
12.9.2	Vliv kyslíku	268
12.9.3	Vliv teploty	268
12.9.4	Vliv atmosférických nečistot	268
12.9.5	Vliv mikroorganismů	269
12.10	Identifikace plastů	269
12.10.1	Zkouška pohledem	269
12.10.2	Flotační metoda.....	270
12.10.3	Zkoušky hoření a zápachu	270
12.10.4	Beilsteinova zkouška	270
12.10.5	Zkouška rozpustnosti.....	271
12.11	Shrnutí	272
12.12	Autotest.....	272
12.13	Seznam použité literatury	274
12.14	Seznam doplňkové studijní literatury.....	274

12.15	Odkazy na další studijní zdroje a prameny	274
13	VYBRANÉ PŘÍPADOVÉ STUDIE HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍCH KONSTRUKCÍ	275
13.1	Úvod	275
13.2	Případová studie 1 - Komplexní využití NDT metod při průzkumu umělecké plastiky „Slunce a člověk“	275
13.2.1	Popis uměleckého díla	275
13.2.2	Volba zkušebních metod	276
13.2.3	Zkoušky betonu	277
13.2.3.1	Ultrazvukové měření in situ – rovnoměrnost betonu	277
13.2.3.2	Zkoušky betonu jádrového vývrtu ze soklu	279
13.2.4	Zjištění vyztužení a způsobu ukotvení plastiky	281
13.2.5	Shrnutí výsledků měření na plastice Slunce a Člověk	287
13.3	Případová studie 2 – stanovení množství a průběhu hlavní nosné výztuže v konstrukci železobetonového trémového mostu.	287
13.3.1	První stavebně technický průzkum	289
13.3.1.1	Rozsah průzkumu hlavních nosných trámů	289
13.3.1.2	Použité metody a zařízení	289
13.3.1.3	Výsledky průzkumu	290
13.3.2	Druhý stavebně technický průzkum	290
13.3.2.1	Použité metody a zařízení	290
13.3.2.2	Výsledky průzkumu	291
13.3.3	Třetí stavebně technický průzkum	291
13.3.3.1	Použité metody, zařízení a výstupy	291
13.3.3.2	Výsledky průzkumu	293
13.3.4	Vyhodnocení případové studie	296
13.4	Shrnutí	296
13.5	Studijní prameny	296
13.5.1	Seznam použité literatury	296
13.5.2	Seznam doplňkové studijní literatury	297
14	KLÍČ	299
14.1	Hodnocení existujících konstrukcí – stavebně technické průzkumy, základní fyzikálně mechanické vlastnosti materiálů a jejich zkoušení	299
14.2	Vlastnosti ztvrdlého betonu a jejich zkoušení	299
14.3	Zkoušení kamene a kameniva	300
14.4	Nedestruktivní zkoušení betonu	301
14.5	Zkoušení betonu in situ na vývrtech, vlastnosti starých betonů	301
14.6	Zkoušení kovů, vlastnosti starých typů výztuží a železných prvků ...	301
14.7	Stanovení polohy výztuže metodou vířivých proudů	302
14.8	Železobeton – stanovení polohy výztuže metodou georadaru	302
14.9	Keramika – historie, typy zdících prvků, jejich zkoušení a zkoušení starých cihel pro znovupoužití	303



14.10 Zkoušení zděných konstrukcí in situ	303
14.11 Dřevo – zkoušení v laboratoři a in situ	304
14.12 Polymery – stanovení vybraných vlastností	305

ÚVOD

Cíle

Cílem tohoto studijního textu je získání základního souboru informací o způsobu hodnocení existujících konstrukcí a provádění stavebně technických průzkumů, se zaměřením na stanovení základních fyzikálních a mechanických vlastností stavebních materiálů, jejich stavebních kombinací a konstrukčních celků in situ. Důraz bude kladen na vlastnosti, významné pro hodnocení životnosti, využitelnosti a přípravy dekonstrukce stavebních objektů, s využitím špičkových, zejména nedestruktivních metod zkoušení.



Požadované znalosti

Základní středoškolské znalosti matematiky, fyziky a chemie.



Doba potřebná ke studiu

Doba studia závisí na znalostech čtenáře, obecně se dá říci, že na studium tohoto studijního textu je potřeba 10 až 14 hodin.



Klíčová slova

Zkoušení materiálů, zkoušení konstrukcí, stavebně technický průzkum, ztvrdlý beton, kámen, kamenivo, tvrdoměr, ultrazvuk, kovy, železobeton, vířivé proudy, georadar, keramika, zdivo, dřevo, polymery.





Financováno
Evropskou unií
NextGenerationEU



Národní
plán
obnovy



MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ,
MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY

NPO_VUT_MSMT-16609/2022

1 HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ – STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY, ZÁKLADNÍ FYZIKÁLNĚ MECHANICKÉ VLASTNOSTI MATERIÁLŮ A JEJICH ZKOUŠENÍ

1.1 Úvod do problematiky

Žijeme v době, která v sobě v oblasti stavebních konstrukcí obdivuhodně snoubí současnost i historii. Každý rok vzniká velké množství stavebních konstrukcí, mnohdy velmi inovativních, a neotřelých řešení, jindy zase tradičních, využívajících rozsáhlé zkušenosti generací projektantů a stavitelů. Současně jsou řešeny tisíce stávajících konstrukcí, pro něž se hledá nový způsob využití, související s prodloužením životnosti, změnou podoby, zatížení a celým spektrem dalších aspektů. Jedno mají ale všechny konstrukce společné – v některé z fází své existence vyžadují provedení diagnostiky, s cílem ověřit vybrané, v dané situaci významné vlastnosti použitých materiálů, stavebních prvků či konstrukčních celků pro optimální řešení vzniklé situace a potřebné zhodnocení skutečného stavu dané konstrukce.



V této fázi přichází ke slovu specifický obor – diagnostika stavebních konstrukcí, jehož nedílnou součástí je oblast stavebního zkušebnictví. Obor, na jedné straně zcela plnohodnotný, který se ovšem neobejde bez úzké interdisciplinární spolupráce s blízkými obory jako je statika, materiálové inženýrství, geotechnika, chemie a geodézie, či v případech historických konstrukcí související obory humanitární, jako archeologie či historie. Doby, kdy byla diagnostika konstrukcí brána pouze jako pomocný, podpůrný proces základních stavebních oborů již naštěstí neplatí.

Je obrovskou devizou současné doby, že po letech jisté stagnace v tomto směru můžeme sledovat v poslední dekádě značnou renesanci v oboru, vývoj v oblasti měřících přístrojů pro diagnostiku stavebních konstrukcí zaznamenal v tomto období větší pokrok, že v příběhu několika předchozích desetiletí. Do popředí se dostávají zejména metody pro nedestruktivní zkoušení (NDT), které jsou šetrné ke konstrukci samé, a přitom s rostoucí kvalitou používaných technologií již ne vždy platí dříve proklamovaná premisa, že zkoušky nedestruktivní jsou zákonitě méně přesné než ty destruktivní.

Právě potřebu, a následně rozvoj nových metod si diktují požadavky praxe, jsou oblasti, kde až řešení zásadní události nastaví další směry vývoje – typickým příkladem byly v nedávné době havárie konstrukcí z předpjatého betonu, a v jejich důsledku zvýšené požadavky právě na možnosti diagnostiky stavu předpjaté výztuže, ideálně v oblasti NDT.

I v oblasti diagnostiky výztuže dnes disponujeme jak novými generacemi přístrojů v oblasti tradičních metod, jakými je například metoda elektromagnetických indikátorů výztuže, kde rozdíl mezi poslední a minulou generací přístrojů je doslova propastný, tak například technologií georadaru,

kteřá se konečně po mnoha desetiletích využívání v geologii, geotechnice či archeologii, konečně dočkala adekvátní aplikace určené speciálně pro oblast diagnostiky železobetonových konstrukcí. Na druhé straně vývoj v jiných oblastech lidské činnosti může používání některých tradičních NDT metod narušit – typickým příkladem je ztráta možnosti využít při terénní diagnostice železobetonu klasickou radiografickou metodu s použitím gamazářiče Co60 – důvodem byl vývoj bezpečnostních předpisů pro nakládání se zdroji ionizujícího záření, který de facto využití této metody ve většině případů znemožnil, či ekonomicky deklasoval.

Právě ekonomický faktor je na druhé straně jednou z příčin, že navzdory vývoji nových, a rozvoji tradičních diagnostických metod, jsou některé z nich využívány spíše sporadicky, neboť zařízení odpovídající kvality nejsou často v majetku subjektů, věnujících se stavební diagnostice, a druhým důvodem, proč se s některé metody či přístroje nevyužívají v praxi tak běžně, jak by bylo očekávané je nedůvěra, často způsobená malou zkušeností obsluhy, či neúspěchy způsobené přeceňováním možností jednotlivých technologií či nepochopením fyzikálních principů a z nich plynoucích omezení.

1.2 Hodnocení stávajících konstrukcí



Stavebně technické průzkumy, či širěji a obecněji diagnostika konstrukcí jsou součástí rozsáhlého systému Hodnocení stávajících konstrukcí. Tento systém byl poměrně podrobně sepsán v normě ČSN ISO 138 22 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení stávajících konstrukcí [1.1], ta vznikla jako doplněk předpisu ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí [1.2], právě pro postižení specifik přístupu ke konstrukcím již stojícím. Paradoxně právě pojem „stávající konstrukce“ je doslova všeobsahující, není podstatné, zda je konstrukce stovky let stará, či jde o novostavbu. Součástí tohoto předpisu byly v dřívější verzi i národní dodatky, které byly však odděleny, a dnes jsou již obsahem navazující normy ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení [1.3]. Zde jsou uvedeny doplňující pokyny, pro hodnocení stávajících konstrukcí, které vychází ze specifických podmínek na území České republiky. Jsou zde uvedeny mimo jiné velmi cenné informace týkající se posuzování konstrukcí z betonu, oceli, dřeva, cihelného zdiva apod. V revidovaném vydání zmíněných norem jsou doplněny i přílohy, týkající se hodnocení objektů kulturních památek [1.4].

I tak je nosným motivem předpisu snaha, o případné maximální prodloužení životnosti konstrukce, což je přístup v mnohém se lišící od navrhování nových konstrukcí.

Požadavky na bezpečnost a použitelnost při hodnocení existujících konstrukcí by měly být podobné, jako pro navrhování nových konstrukcí, ovšem jsou zde jisté podstatné rozdíly:

- Ekonomická hlediska zahrnující rozdíl v nákladech na novou stavbu a zlepšení stavu existující konstrukce – např. přírůstek nákladů na statické zajištění objektu může být u starší konstrukce významný.

- Sociální hlediska, včetně omezení nebo přemístění uživatelů, vyliďnění čtvrtí měst, památková ochrana historicky cenných objektů.
- Hlediska udržitelného rozvoje – snížení množství odpadů a využití recyklace s dopadem na snížení energetické náročnosti při výrobě nových materiálů a šetření neobnovitelných zdrojů surovin [1.5].

Rozhodování o zachování a modernizaci existujících objektů, nebo naopak o jejich asanaci je komplikované, vždy by mělo předcházet důkladné zvážení všech aspektů udržitelnosti a rovněž objektivní zjištění jejího stavu, tento faktor bývá v praxi často podceňován. Často uváděný laický názor „konstrukce t stála 100 let, proč by nemohla stát dalších 100 let“ je založen na neznalosti dané problematiky [1.6]. Je třeba si uvědomit, že v minulosti byla řada účelových objektů navrhována s jistou plánovanou životností, která respektovala předpokládaný vývoj nároků v daném oboru využívání a současně respektovala trvanlivost stavebních materiálů nosných konstrukcí a předpokládaný nárůst požadavků na jejich vlastnosti.

Podle [1.1] lze tedy normu použít pro hodnocení každé stavební konstrukce, která byla původně navržena, vypočtena a provedena, s tím, že k hodnocení mohou vést následující okolnosti:

- Očekávaná změna v užívání nebo prodloužení návrhové životnosti.
- Ověření spolehlivosti.
- Degradace konstrukce vlivem časově závislých zatížení či vlivů.
- Poškození konstrukce od mimořádných zatížení.

Norma [1.1] rovněž definuje základní pojmy jako:

- Hodnocení – soubor činností prováděných za účelem ověření spolehlivosti existující konstrukce z hlediska jejího budoucího používání
- Poškození – nepříznivá změna stavu konstrukce, která může ovlivnit její funkční spolehlivost
- Degradace – proces, který nepříznivě ovlivňuje funkční způsobilost včetně spolehlivosti v čase vlivem
 - Přirozeně se vyskytujících chemických, fyzikálních či biologických jevů.
 - Opakovaných zatížení, které mohou vyvolat únavu.
 - Obvyklých či nepříznivých vlivů prostředí.
 - Opotřebením v důsledku způsobu používání.
 - Nesprávného provozu nebo údržby.

Podstatným faktorem hodnocení konstrukce je dle [1.1] účel z hlediska požadavků na její budoucí funkční spolehlivost.



1.2.1 Postup hodnocení stávající konstrukce

Postup hodnocení závisí jak na účelu hodnocení, ale také na specifických okolnostech, mezi něž patří dostupnost projektové dokumentace, zjištěné škody, způsob využívání konstrukce atd. Před samotným zahájením procesu hodnocení se doporučuje prohlídka stavby [1.1]. Samotný proces sestává z následujících kroků:

- Stanovení účelu hodnocení – jednoznačný účel s ohledem na budoucí způsobilost, stanovený dohodou mezi objednatelem, posuzovatelem a příslušnými úřady.
- Scénáře – pro identifikaci možných kritických situací, pro následné zajištění bezpečnosti a použitelnosti konstrukce.
- Předběžné hodnocení – na základě studia dokumentace, následuje předběžná prohlídka pro identifikaci konstrukčního systému, vizuálního stanovení poškození konstrukce, její výsledky vyjadřují kvalitativní zatřídění konstrukce. Předběžná ověření pro určení nutnosti dalšího průzkumu, případně rozhodnutí o okamžitých opatřeních (havarijní stav). Konkrétní doporučení pro podrobné hodnocení.
- Podrobné hodnocení – zejména vyhledání dokumentace a podrobná prohlídka a zkoušky materiálů, které vyústí v analýzu konstrukce a ověření spolehlivosti.
- Výsledky hodnocení – součástí je zpráva, koncepční návrh konstrukčních opatření a řízení rizik.
- V případě potřeby se proces opakuje

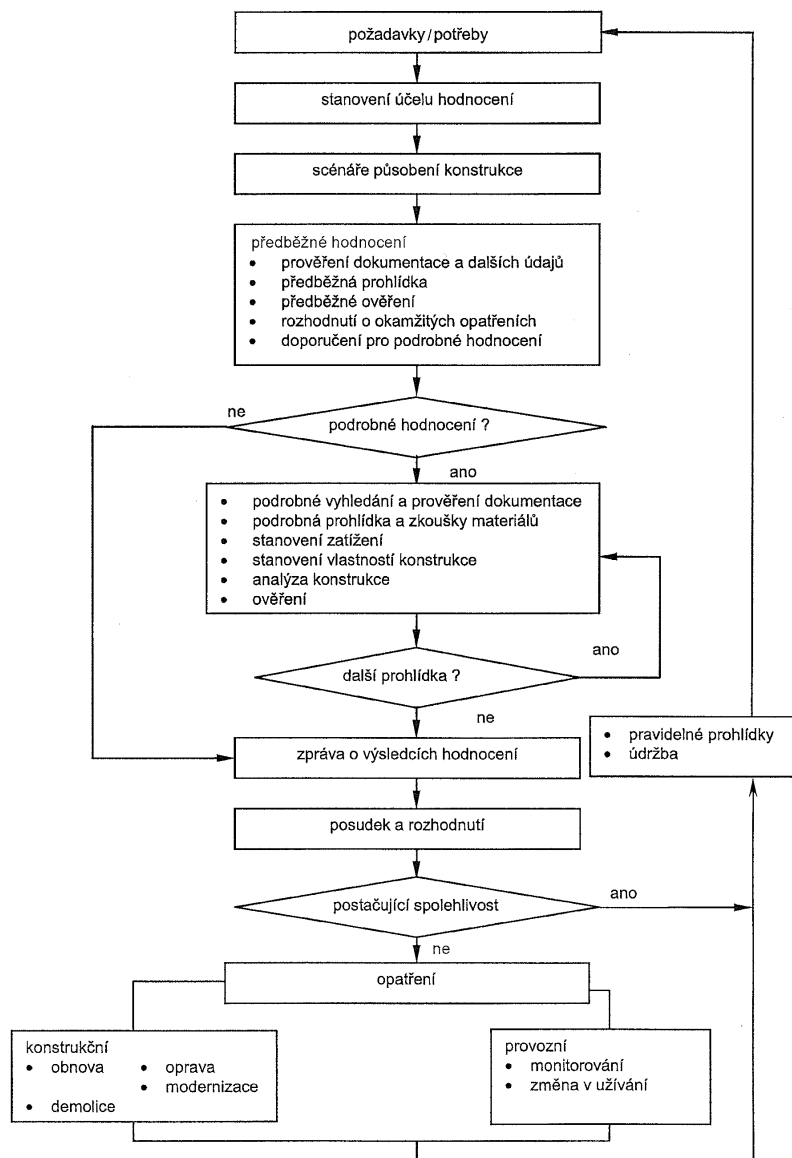
Velmi ilustrativní je vývojový diagram obecného postupu hodnocení existujících konstrukcí.

Z hlediska praxe je podstatné, že ve výběru zkušebních metod pro ověření vlastností jsou jednoznačně preferovány metody nedestruktivního zkoušení (dále NDT).

1.2.2 Předběžné hodnocení

Předběžné hodnocení sestává z řady činností, které lze shrnout do následujících bodů [1.6].

- Studium veškeré dostupné dokumentace a dalších údajů o stavbě
- Předběžná prohlídka
- Předběžné ověření
- Rozhodnutí o okamžitých opatřeních
- Doporučení pro podrobné hodnocení



Obr. 1.1.: Vývojový diagram obecného postupu hodnocení existujících konstrukcí [1.1].

V případě existující dokumentace je nezbytné ověření, zda odpovídá skutečnému stávajícímu stavu. Z ostatních údajů lze vyzvednout významné vlivy prostředí, extrémní zatěžování, změny v základových poměrech, havárie a podobně.

Předběžná prohlídka má za úkol identifikaci konstrukčního systému a zjištění viditelných poruch (poklesy, trhliny apod.). Tato prohlídka probíhá zejména vizuálně a nedestruktivně s využitím jednoduchých nástrojů. Prohlídku provádí zkušená osoba, ideálně autorizovaný statik a diagnostik. Při zjištění zásadních problémů či přímo havarijního stavu je třeba přijmout neodkladná opatření [1.1].

1.2.3 Podrobné hodnocení

Podrobné hodnocení navazuje na předběžnou prohlídku. Jeho úkolem je zejména podrobná prohlídka konstrukce, včetně sond a zkoušek materiálů, z nichž je konstrukce zhotovena. Zkoumají se konstrukční detaily, rozměry a charakteristické hodnoty materiálových vlastností. Plánování zkoušek vychází ze statického schématu konstrukce – vlastnosti se stanovují na místech podstatných pro výpočet a hodnocení konstrukce, ale nesmí ohrozit spolehlivost konstrukce.

Stanovení zatížení, včetně vlivů prostředí se určí podle ČSN ISO 2394 [1.7]. Únosnost nosných prvků se stanoví s ohledem na předpokládané účinky zatížení s přihlédnutím ke stupni degradace stávající konstrukce. V případě zjištění nedostatečné bezpečnosti či použitelnosti je třeba doporučit adekvátní konstrukční opatření (např. obnova, oprava, modernizace, demolice), případně provozní opatření (omezení užívání, změny způsobu užívání, monitoring). V závislosti na výsledcích hodnocení je vhodné stanovit pro zbytkovou životnost plán prohlídek a údržby [1.6].

1.2.4 Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti

Nosné konstrukce jsou navrhovány na základě požadavků a předpisů platných v době vzniku, což nemusí korespondovat s předpisy a normami současnými. Podle [1.1] lze existující konstrukci navrženou dle „minulých“ předpisů hodnotit mírněji než konstrukci novou, pokud jsou splněna následující kritéria 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 nenastanou změny, které by mohly významně zvýšit zatížením působící na konstrukci, nebo ovlivnit její trvanlivost, a žádní takové změny nejsou očekávány.

Obdobně se konstrukce hodnotí i z hlediska provozuschopnosti. Pokud jedna nebo více podmínek nejsou splněny, pak není možné hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti použít [1.1]. V takovém případě je třeba prokázat vlastnosti materiálů a konstrukcí dle současně platných norem pro navrhování.

Na základě zkušeností však lze alespoň minimální ověření vlastností doporučit ve všech případech, kde dochází k zásahům do nosné konstrukce, i když jsou všechny podmínky pro mírnější hodnocení splněny [1.6].

1.2.5 Stavebně technický průzkum

Stavebně technické průzkumy, či obecněji diagnostika konstrukcí je soubor činností, které vytváří nezbytný soubor podkladů, umožňujících provést podrobné hodnocení konstrukce. Jeho součástí je výše uvedená podrobná prohlídka konstrukce, provedení sond a zkoušek požadovaných vlastností materiálů, z nichž je konstrukce zhotovena v rozsahu, který odpovídá požadavkům, definovaným účelem podrobné prohlídky a platným normám. Stavebně technický průzkum by měl v maximální možné míře využívat dostupné moderní technologie a zařízení, s preferencí využití nedestruktivních metod. Volba zkušebních metod a způsobů provádění zkoušek se řídí platnými normami, s cílem jednoznačného stanovení požadovaných vlastností materiálů a konstrukce.

Při plánování a návrhu stavebně technického průzkumu je třeba ověřit všechny omezující aspekty, dané stavem, dispozicí, způsobem užívání objektu a podobně, aby byly zvolené diagnostické metody a postupy realizovatelné v potřebném rozsahu.

1.3 Zkoušení stavebních materiálů a konstrukcí

Zkoušky stavebních materiálů a konstrukcí dělíme na:

- Destruktivní.
- Nedestruktivní.

Destruktivní metody zkoušení jsou takové po jejichž aplikaci je zkušební vzorek či konstrukce poškozena. Nedestruktivní metody zkoušení jsou metody po jejichž aplikaci je poškození konstrukce prakticky zanedbatelné. V praxi to znamená, že za nedestruktivní metodu je považována i taková metoda, která nějakou stopu zanechá např. tvrdoměrná (obroušení povrchu, otisk úderníku).



Srovnání destruktivních a nedestruktivních metod:

Destruktivní metody

zápory:

- poškozují konstrukci
- menší počet (někdy není možné odebrat)
- dražší (relativně)

klady:

- přesné
- „vidíme“ dovnitř konstrukce

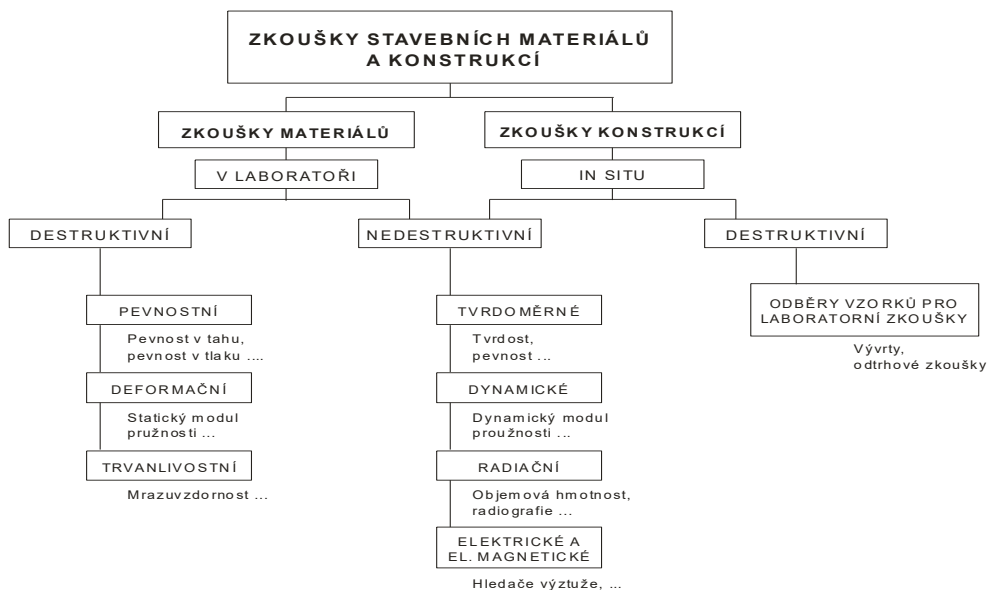
Nedestruktivní metody

zápory:

- méně přesné
- možnost fatálních omylů

klady:

- nepoškozují konstrukci
- velký počet míst (statistika)
- relativně levnější



Obr. 1.2.: Schéma rozdělení zkoušek stavebních materiálů a konstrukcí.

1.4 Fyzikální vlastnosti



Za základní fyzikální vlastnosti jsou u stavebních hmot považovány především:

- hustota,
- objemová hmotnost,
- mezerovitost.

Vlastnosti, vyjadřující vztah materiálu k vodě:

- vlhkost,
- nasákavost.

Vlastnosti **tvárové a rozměrové** zahrnují popis tvaru a související geometrické veličiny (např. délka L , šířka b , apod.) s přiřazenými číselnými hodnotami. Délkové vlastnosti mají měřicí jednotku [m], dílčími jednotkami [mm], výjimečně [cm]. Plošnou jednotkou je [m²], dílčí [mm²]. Objemovou jednotkou je [m³], dílčí [mm³].

Vlastnosti **hmotnostní** vyjadřují tíhové a setrvačné vlastnosti látek, které zauímají určitý objem prostředí. Zjišťují se vážením stavebnin vyplňujících určitý objem. Hmotnost je základní fyzikální veličinou. Její základní jednotkou je [kg]. Jako dílčí jednotky se užívá [g], [mg], násobná jednotka [Mg].

Naměřená hmotnost je vlastně součtem hmotností vlastní látky a hmotností kapalin a plynů obsažených v dutinách a pórech. Proto se musí udávat, za jakých podmínek byla stanovena:

- nejčastěji v suchém stavu, vysušená při 105 °C,
- někdy v přirozeném stavu, nebo
- v mokřém stavu – nasycena vodou.

1.4.1 Hustota

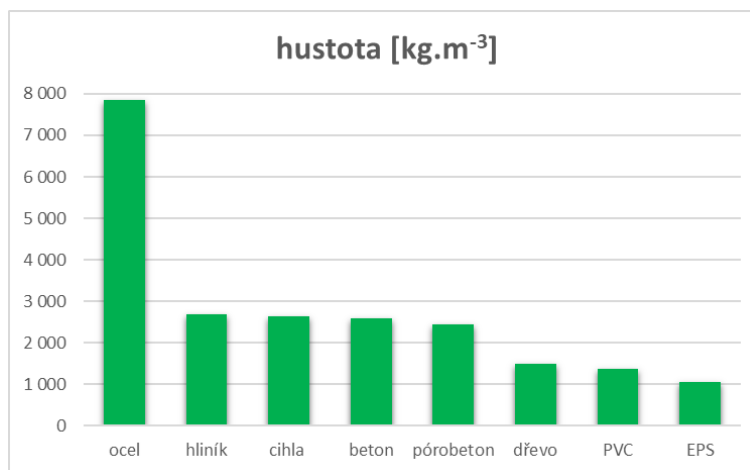
Hustota ρ [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] je vlastnost látky daná jejím složením a strukturou, nezávisí na místě měření a jeho tíhovém zrychlení, závisí ovšem na dalších fyzikálních podmínkách, jako např. teplotě, tlaku.

Je definována jako podíl hmotnosti a objemu bez dutin a pórů daného množství látky podle vztahu:

$$\rho = \frac{m}{V}$$

kde m je hmotnost zkušební tělesa v kg,

$V = V_h$ je objem zkušební tělesa bez dutin a pórů v m^3 .



Obr. 1.3.: Hustota vybraných stavebních látek.

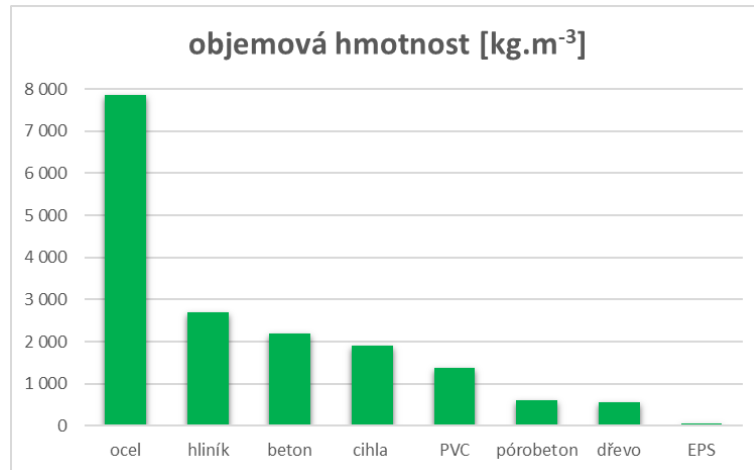
1.4.2 Objemová hmotnost

Objemová hmotnost ρ [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$] znamená průměrnou (střední) hustotu látky rozložené v ohraničeném prostoru. Je definována jako podíl hmotnosti množství látky a jejího objemu včetně dutin a pórů, který zaujímá vztahem:

$$\rho = \frac{m}{V}$$

kde m je hmotnost zkušební tělesa v kg,

$V = V_h + V_p$ je objem zkušební tělesa včetně dutin a pórů v m^3 .



Obr. 1.4.: Objemová hmotnost vybraných stavebních látek.

1.4.3 Sypaná hmotnost

Sypaná hmotnost ρ_b [kg.m⁻³] je objemovou hmotností sypané látky, která zaujímá určitý geometrický tvar daný nádobou. Na první pohled je zřejmé, že záleží, jakým způsobem se zrnitá sypaná hmota vpraví do daného tvaru. Může jít o stav volně sypaný, setřesený, zhutněný vibrací, nebo slehnutím.

$$\rho_b = \frac{m_2 - m_1}{V}$$

kde m_1 je hmotnost prázdné nádoby v kg

m_2 je hmotnost nádoby se zrnitou sypanou hmotou v kg

$V = V_h + V_p + V_m$ je objem zrnité sypané hmoty v nádobě včetně dutin, pórů a mezer mezi zrny v m³.

Např. u pórovitého kameniva se tedy rozlišují celkem čtyři různé veličiny:

- hustota (např. 2550 kg.m⁻³),
- objemová hmotnost zrn (např. 850 kg.m⁻³),
- sypaná hmotnost ve stavu volně sypaném (např. 400 kg.m⁻³),
- sypaná hmotnost ve stavu setřeseném (např. 600 kg.m⁻³).

1.4.4 Mezerovitost

Mezerovitost v [%] zrnité sypané hmoty vyjadřuje poměr objemu mezer mezi zrny V_m k objemu V , který stavebnina zaujímá. Je závislá na objemové hmotnosti zrna a sypané hmotnosti sypané látky. Určuje se v % ze vztahu

$$v = \frac{V_m}{V} \cdot 100 = \frac{\rho - \rho_b}{\rho} \cdot 100$$

kde ρ je objemová hmotnost zrnité sypané hmoty v kg/m³

ρ_b je sypaná hmotnost volně sypané/zhutněné zrnité sypané hmoty v kg/m³

1.4.5 Vlhkost

Vlhkost vyjadřuje množství (objem nebo hmotnost) volné nebo fyzikálně vázané vody v pórovité nebo i mezerovité stavební látce. Dá se stanovit vysušením zkoumané látky do ustálené hmotnosti (obvykle při 105 až 110 °C).

Pórovité materiály se prakticky v suchém stavu nevyskytují. Jejich vlhkost má vždy nějakou nenulovou hodnotu.

Vyjadřuje se poměrem množství vody k množství suché látky (buď hmotnostně nebo objemově).

Hmotnostní vlhkost:

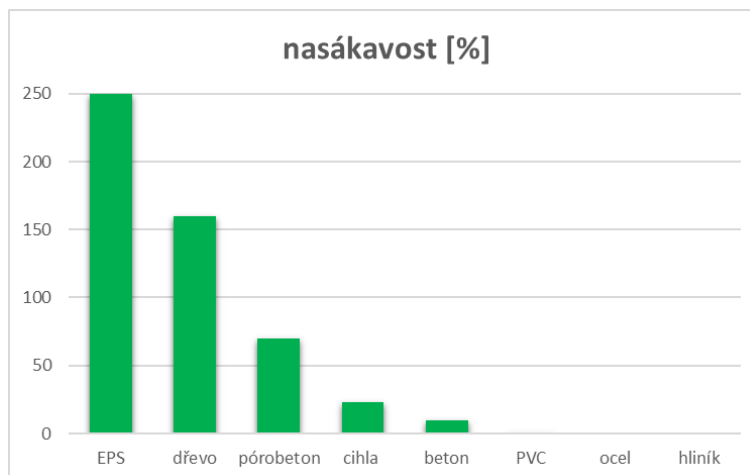
$$\omega = \frac{m_{\omega} - m_s}{m_s} \cdot 100$$

kde m_{ω} je hmotnost zkoumaného vzorku

m_s je hmotnost vzorku po vysušení.

1.4.6 Nasákavost

Nasákavost je schopnost materiálu pojmout co nejvíce kapaliny. Zjišťuje se postupným zatopením pórovité látky kapalinou, kde se ponechá do ustálené hmotnosti. Vzhledem k tomu, že je to vlastně největší možná vlhkost materiálu, vyhodnocuje se jako vlhkost. Rozeznává se rovněž jako u vlhkosti, nasákavost hmotnostní n_m a nasákavost objemová n_v .



Obr. 1.5.: Nasákavost vybraných stavebních látek.

1.5 Mechanické vlastnosti



Udávají vztah mezi mechanickým namáháním a odporem, kterým materiál účinkům tohoto namáhání vzdoruje.

Mechanické napětí σ je stav, který vznikne v tělese, pokud na něj působí účinky sil. Je dáno podílem síly ΔF a plochy průřezu ΔA , v němž síla působí

$$\sigma = \frac{\Delta F}{\Delta A}$$

Jednotkou napětí je pascal Pa = N.m⁻². Většinou se používají násobné jednotky MPa = N.mm⁻² a GPa.

Oproti napětí se deformace (přetvoření, prodloužení nebo zkrácení) vztahuje k danému rozměru tělesa. Jde ale o bezrozměrnou veličinu, neboť udává poměr mezi prodloužením (zkrácením) a původním rozměrem.

Poměrné přetvoření ε (prodloužení, zkrácení) ve směru namáhání tahem (tlakem) podle vztahu

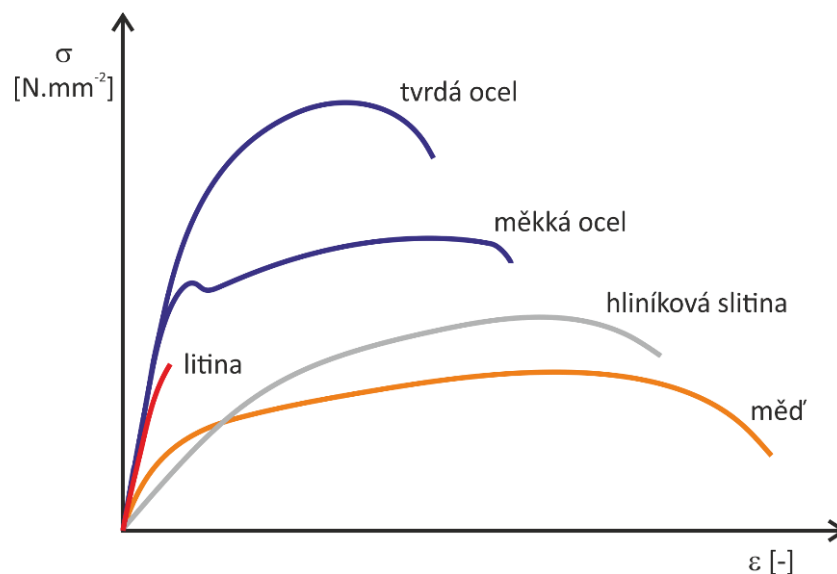
$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} = \frac{\Delta L}{L_0}$$

kde L_0 je původní délka prvku před deformací

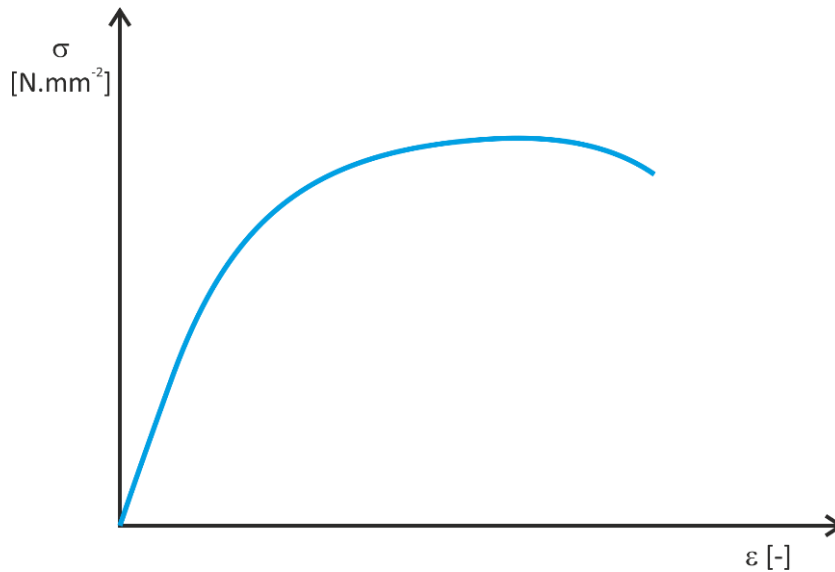
L je jeho délka vyvolaná deformací.

Deformace pevných látek účinkem napětí vyjadřuje:

- pracovní diagram (závislost změny závislost změny rozměru l na síle F) nebo
- deformační diagram (závislost poměrné deformace ε na napětí σ ji vyvozující).



Obr. 1.6.: Deformační diagramy kovů různých vlastností.



Obr. 1.7.: Deformační diagram betonu v tlaku.

Vztah mezi napětím a deformací vyjadřuje **Hookeův zákon**, podle něj je deformace ε úměrná napětí σ v oblasti pružnosti látky až do meze úměrnosti.

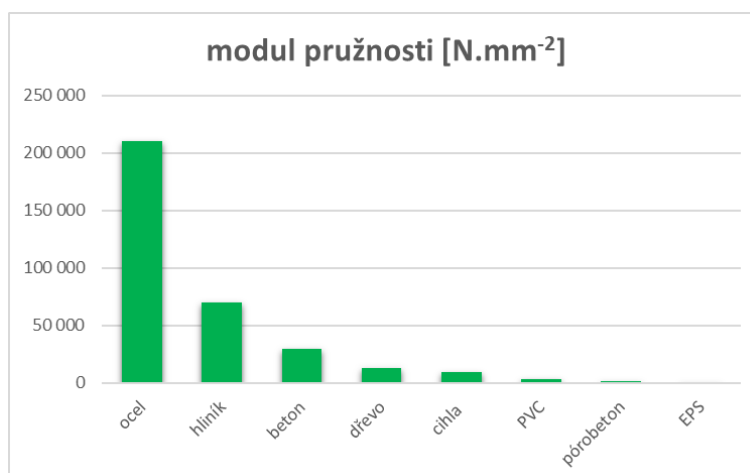
$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

kde E je statický modul pružnosti materiálu v N.mm⁻².

1.5.1 Modul pružnosti v tahu a tlaku

Modul pružnosti v tahu (tlaku) je měrná veličina tuhosti pevné látky v tahu (tlaku). V mezích Hookeova zákona je konstantou úměrnosti normálového napětí σ a poměrného podélného prodloužení ε .

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$



Obr. 1.8.: Modul pružnosti vybraných stavebních látek.

1.5.2 Pevnost

Pevnost stavebnin patří k jejich nejdůležitějším vlastnostem. Je to mezní schopnost materiálu vzdorovat silovým účinkům zatížení. Hodnota pevnosti je obvykle dána smluvním mezním napětím těsně před jejich porušením. Závisí na způsobu namáhání látky.

Kromě toho záleží i na:

- tvaru a velikosti zkušebního vzorku,
- jeho opracování,
- na směru namáhání se zřetelem k anizotropii tělesa (beton, dřevo, vrstvené materiály),
- na porušení povrchu (vrubová pevnost, houževnatost),
- na rychlosti zatěžování, ap.

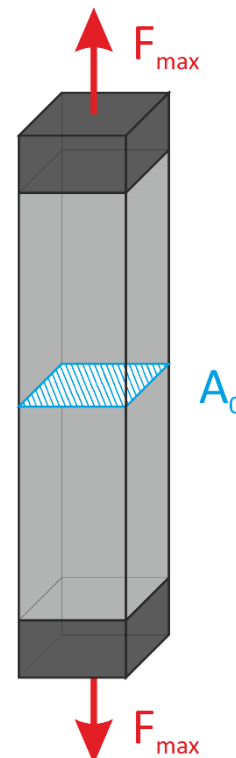
Podle toho, jakým způsobem je vyvozeno namáhání materiálu, jde o tyto základní druhy pevností:

- v tahu
- v tlaku
- v příčném tahu
- v tahu za ohybu

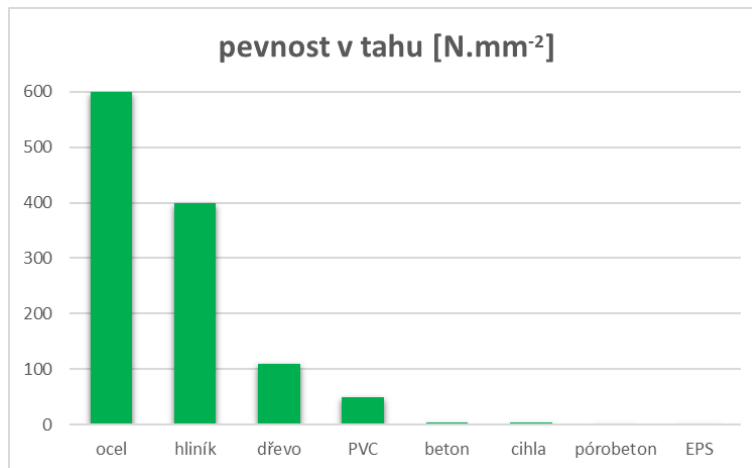
1.5.3 Pevnost v tahu

Pevnost v tahu f_s v $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$ je smluvní mezní napětí vyvozené při trhací zkoušce tahem největším zatížením F_{\max} , vztažené na jednotku počátečního průřezu A_0 zkušebního vzorku.

$$f_s = \frac{F_{\max}}{A_0}$$



Obr. 1.9.: Schéma provedení zkoušky pevnosti v tahu.

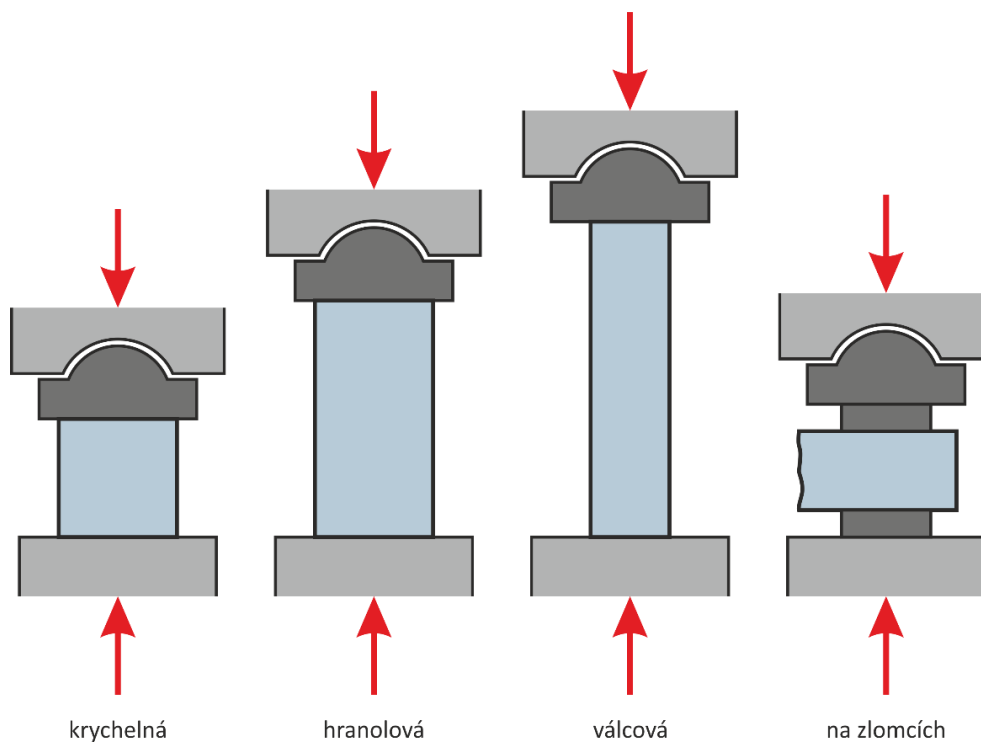


Obr. 1.10.: Pevnost v tahu vybraných stavebních látek.

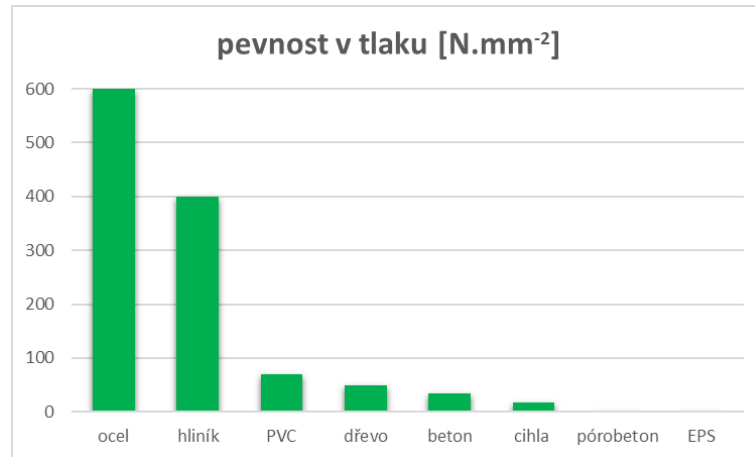
1.5.4 Pevnost v tlaku

Pevnost v tlaku f_c v N.mm⁻² je mezní napětí při největším zatížení F_{max} , které snese zkušební těleso při zkoušce tlakem, vztážené na plochu počátečního průřezu A_0 .

$$f_c = \frac{F_{max}}{A_0}$$



Obr. 1.11.: Schéma provedení zkoušky pevnosti v tlaku.



Obr. 1.12.: Pevnost v tlaku vybraných stavebních látek.

1.5.5 Pevnost v příčném tahu

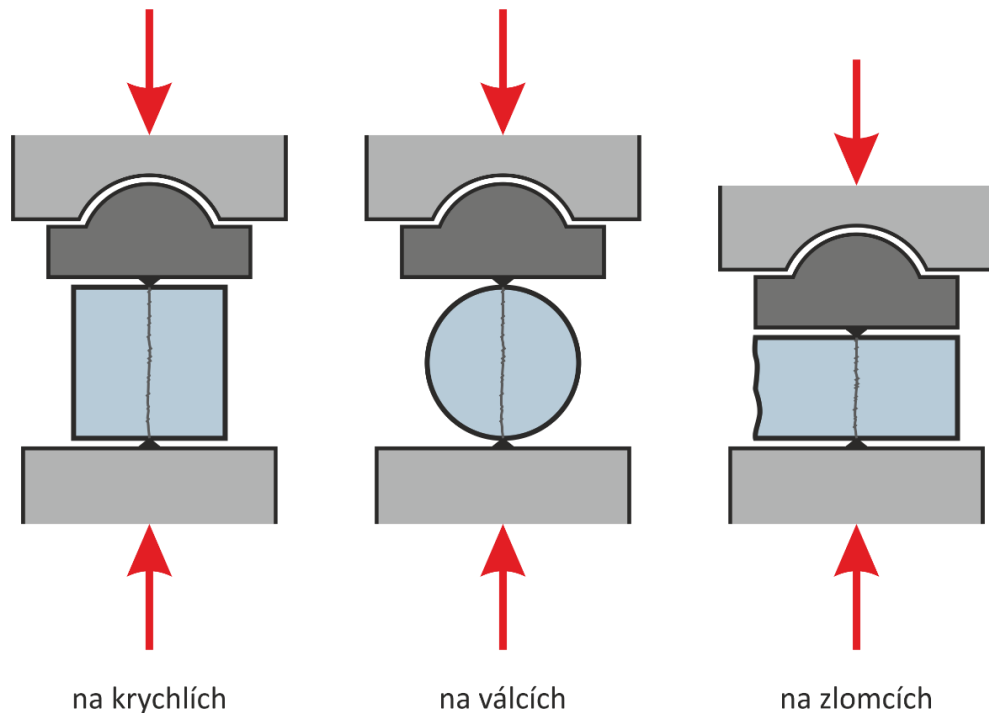
Pevnost v příčném tahu (pevnost ve štípání) je zvláštním druhem pevnosti v tlaku, tzv. pevnost při soustředěném namáhání na malou plošku velkého povrchu konstrukce.

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d}$$

kde F je maximální zatížení v N,

L je délka dotykové přímky tělesa v mm,

d je příčný rozměr tělesa v mm.



Obr. 1.13.: Schéma provedení zkoušky pevnosti v příčném tahu.

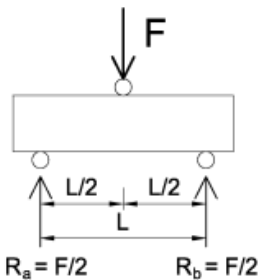
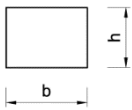
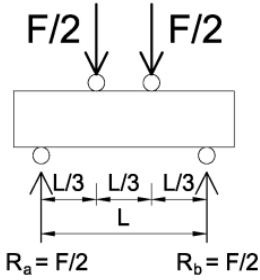
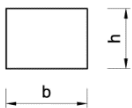
1.5.6 Pevnost v tahu za ohybu

Častěji, než tlačené prvky jsou ve stavebních konstrukcích zastoupeny složitěji namáhané prvky ohýbané. Jsou to např. různé nosníky (nadokenní překlad), konzoly (balkónový nosník), prvky stropních konstrukcí (trám, žebro, deska) apod.

Při této zkoušce je naším cílem stanovení tahového napětí vyvolaného ohybovým momentem při porušení zkušebního vzorku. Těleso se obvykle zatěžuje jedním břemenem v polovině rozpětí (tzv. tříbodový ohyb – takto se zkouší např. maltové a cementové trámečky, cihly, polymery), nebo dvěma rovnoměrně rozmístěnými břemeny (tzv. čtyřbodový ohyb – takto se zkouší např. beton, dřevo). Pevnost v tahu ohybem R_f v $\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$ počítáme jako mezní hodnotu napětí podle vzorce

$$R_f = \frac{M}{W}$$

Tab. 1.1.: Zkouška pevnosti v tahu za ohybu pro tříbodový a čtyřbodový ohyb.

Schéma zatížení	Max. ohybový moment [N·m]	Tvar průřezu	Průřezový modul [mm ³]	Pevnost v tahu ohybem [N/mm ²]
	$M = \frac{F}{2} \cdot \frac{L}{2}$		$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$	$R_f = \frac{3}{2} \cdot \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2}$
	$M = \frac{F}{2} \cdot \frac{L}{3}$		$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$	$R_f = \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2}$

kde M je maximální ohybový moment v $\text{N}\cdot\text{m}$

W je průřezový modul zkušebního tělesa v mm^3

F je maximální síla při porušení vzorku v N

L je vzdálenost podpor v mm

b je šířka zkušebního tělesa v mm

h je výška zkušebního tělesa v mm

1.5.7 Tvrdost

Tvrdost definujeme jako odpor proti deformaci materiálu. Metod měření tvrdosti je velmi mnoho a dělí se obvykle podle způsobu vyvození síly na:

- statické a
- dynamické.

Vrypové metody – jednou z nejstarších metod určování tvrdosti je porovnávací metoda rýpáním jednoho materiálu do druhého. Takto se stanovuje nejznámější tvrdost podle Mohse, kdy se zjišťuje první stopa (vryp) ve zkoušeném materiálu vzniklá postupným rýpáním čistých kamenů seřazených podle tvrdosti do Mohsovy stupnice tvrdosti.

Vnikací metody – tyto metody jsou založeny na vniknutí tvrdého tělesa – špičáku do měkčího materiálu (betony o nižší pevnosti, malty), opakovanými rázy. Měří se buď hloubka vniku špičáku zaraženého předepsaným počtem úderů nebo naopak počet úderů potřebný na vnik špičáku do předepsané hloubky.

Vtiskové metody – Nejčastěji se jimi určuje velikost vtisku vytvořeného ve zkoušeném materiálu zatlačením předepsaného vnikacího tělíska danou silou zkušebního zařízení. Silový účinek může být vyvozen staticky lisem nebo tíhou závaží, i dynamicky rázem (kladivem, pružinovým beranem).

Odrasové metody – založeny na pružném odrazu tělesa padajícího z určené výšky nebo vrženého jistou energií od povrchu materiálu. Nejčastěji se používají **Schmidtův tvrdoměr**. Je to pružinový tvrdoměry. Při zatlačení razníku a uvolnění závěsu beran dopadne na razník, odrazí se a posune vlečný ukazatel na měřítku do místa, které je hodnotou velikosti odrazu.

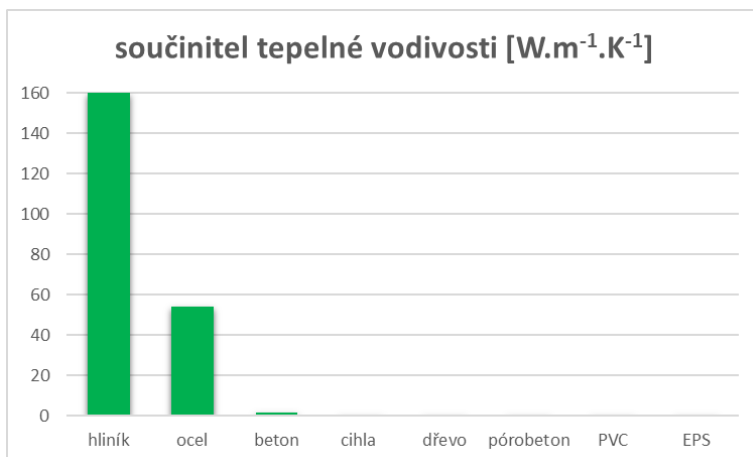
1.6 Tepelné vlastnosti



Vyjadřují chování materiálů, které jsou vystaveny účinkům tepla nebo mrazu. Při změně teploty mění stavebniny svůj tvar nebo objem, dále mění své mechanické vlastnosti, pevnost, tvrdost, tažnost ap.

1.6.1 Tepelná vodivost

Tepelná vodivost je schopnost látky vést teplo. Popisuje se součinitelem tepelné vodivosti λ , který udává tepelný výkon ve watech přenášený v materiálu plochou 1 m^2 do vzdálenosti 1 m při teplotním spádu 1 K . Jednotkou je $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$.



Obr. 1.14.: Součinitel tepelné vodivosti vybraných stavebních látek.

1.6.2 Teplotní délková roztažnost

Teplotní délková roztažnost udává změnu délky tělesa z dané látky při změně teploty podle vztahu

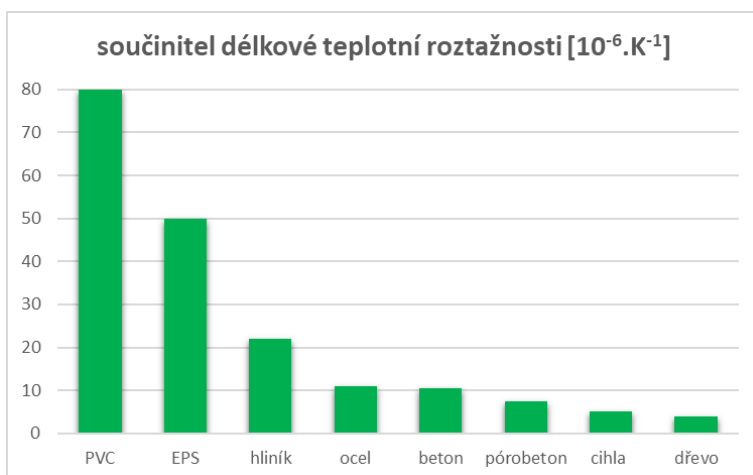
$$\Delta L = L - L_0 = \alpha \cdot \Delta T$$

kde ΔL je přírůstek délky, vyvolaný změnou teploty,

L_0 je měrná délka při výchozí teplotě,

ΔT je změna teploty ve stupních.

Součinitel délkové teplotní roztažnosti α pro většinu stavebních tradičních látek se pohybuje od $6 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$ do $24 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$. Kombinují-li se tradičními materiály, je třeba s tímto výrazným rozdílem počítat. Jinak dochází k nepříjemným závadám estetickým i funkčně statickým, neboť v obou použitých materiálech mohou vznikat vnitřní pnutí vedoucí k poruchám.



Obr. 1.15.: Součinitel délkové teplotní roztažnosti vybraných stavebních látek.

1.7 Autotest



Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory.

Otázka 1.1.: Ve které normě je popsán systém Hodnocení stávajících konstrukcí?

Otázka 1.2.: Co vyjadřuje výraz „Hodnocení konstrukce“?

Otázka 1.3.: Co vyjadřuje výraz „Poškození konstrukce“?

Otázka 1.4.: Co vyjadřuje výraz „degradace konstrukce“?

Otázka 1.5.: Jaké jsou součásti předběžného hodnocení konstrukce?

Otázka 1.6.: Jaké jsou součásti podrobného hodnocení konstrukce?

Otázka 1.7.: Jak dělíme zkoušky stavebních materiálů a konstrukcí?

Otázka 1.8.: Jak je definována objemová hmotnost?

Otázka 1.9.: Jak vyjadřujeme vlhkost?

Otázka 1.10.: Co je Hookeův zákon?

Otázka 1.11.: Co je pevnost v tlaku?

1.8 Studijní prameny

1.8.1 Seznam použité literatury



[1.1] ČSN ISO 138 22 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení stávajících konstrukcí

[1.2] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí

[1.3] ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení

[1.4] 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. Česká technika – nakladatelství ČVUT v Praze, 2007, 175 s. ISBN 978-80-01-03790-4.

[1.5] Holický, M. Základy hodnocení existujících konstrukcí. ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, 2013, 113 s. ISBN 978-80-01-05419-2.

[1.6] Cikrle, P., Habilitační práce – Význam nedestruktivních diagnostických metod pro hodnocení železobetonových konstrukcí. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno. 2016.

[1.7] ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí

[1.8] KOLEKTIV AUTORŮ. Stavební látky – cvičebnice. 2., aktualiz. vyd. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2014. ISBN 978-80-7204-871-7.

[1.9] ADÁMEK, Jiří; NOVOTNÝ, Bohumil a KOUKAL, Jan. Stavební materiály. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 1997.

[1.10] SVOBODA, Luboš. Stavební hmoty. 2. přeprac. a dopl. vyd. Bratislava: Jaga, 2007. ISBN 8080760578. Dostupné elektronicky: <https://k123.fsv.cvut.cz/media/subjects/files/123SH01/kniha-stavebni-hmoty.pdf>

1.8.2 Odkazy na další studijní zdroje a prameny

[1.11] https://www.youtube.com/watch?v=ljoECTqrVWQ&feature=emb_title

[1.12] https://www.youtube.com/watch?v=wZOuJ7L5ojI&feature=emb_logo



2 VLASTNOSTI ZTVRDLÉHO BETONU A JEJICH ZKOUŠENÍ



Pokud je řeč o betonu, základní normou, v podstatě takovou „betonářskou Biblií“, je norma ČSN EN 206+A2 [2.1]. Ta beton definuje tímto způsobem:



Beton je materiál ze směsi cementu, hrubého a drobného kameniva a vody, s přísadami nebo příměsemi nebo bez nich, který získává své vlastnosti hydratací cementu.

Beton jako jeden ze základních stavebních materiálů (mnoho pramenů uvádí, že se celosvětově jedná o nejpoužívanější materiál ve stavebnictví vůbec) je pochopitelně nutné kontrolovat. Kvalitu betonu, přesněji skutečnost, zda jeho vlastnosti odpovídají deklarovaným hodnotám, je možné kontrolovat ve stavu čerstvém nebo ve stavu ztvrdlém. **Čerstvý beton** je beton, který je zcela zamíchán a je ještě v takovém stavu, který umožňuje jeho zhutnění zvoleným způsobem. **Ztvrdlý beton** je beton, který je v pevném stavu a má již určitou pevnost.

Norma ČSN EN 206+A2 a s ní spjatá norma ČSN P 73 2404 [2.2] uvádějí požadavky na beton v kapitole 6.2 „Specifikace typového betonu“. Typový beton se musí specifikovat:

- základními požadavky, které se musí uvádět vždy,
- doplňujícími požadavky, které se uvádějí podle potřeby (tedy vždy, když jsou požadovány).

Základní požadavky jsou:

- požadavek, aby beton vyhovoval normě ČSN EN 206+A2,
- třída pevnosti betonu,
- stupně vlivu prostředí,
- D_{upper} a D_{lower} (maximální jmenovitá mez frakce kameniva),
- stupeň obsahu chloridů,
- pro lehký beton navíc třídu objemové hmotnosti nebo určenou objemovou hmotnost,
- pro těžký beton navíc určenou objemovou hmotnost,
- pro transportbeton a beton vyráběný na staveništi navíc stupeň konzistence nebo určenou hodnotu konzistence.

Doplňující požadavky definují složení betonu (např. zvláštní druhy nebo třídy cementu, zvláštní druhy nebo třídy kameniva apod.), určité vlastnosti čerstvého betonu (obsah vzduchu u čerstvého provzdušněného betonu, obsah vláken u čerstvého stříkaného betonu nebo objemová hmotnost), ovšem co se týká zkoušení ztvrdlého betonu, jedná se o:

- odolnost proti průsaku vody,
- odolnost proti obrušování,

- pevnost v příčném tahu,
- smršťování,
- statický modul pružnosti.

Vlastnosti ztvrdlého betonu lze zjednodušeně rozdělit do těchto skupin:

- pevnostní,
- pružnostní,
- trvanlivostní.

2.1 Pevnostní vlastnosti ztvrdlého betonu

Z výše uvedeného výčtu specifikace typového betonu vyplývá, že pokud je požadováno, provádějí se nejrůznější kontrolní zkoušky čerstvého i ztvrdlého betonu. Jediná vlastnost ztvrdlého betonu, která se zkouší vždy, je vlastnost betonu základní a nejdůležitější – **pevnost v tlaku**.



2.1.1 Pevnost v tlaku

Lze rozlišit dva typy pevnosti:

- Pevnost technická – experimentálně zjištěná hodnota pro stanovení výpočtových hodnot pro projektování a pro kontrolu jakosti použitých materiálů
- Pevnost statistická – hodnota určená na základě teorie pravděpodobnosti; zajišťuje spolehlivost konstrukce i bez znalosti skutečných nebo teoretických pevností v konstrukci při současném uvažování technické pevnosti

Velmi důležitý je pojem charakteristická pevnost v tlaku.

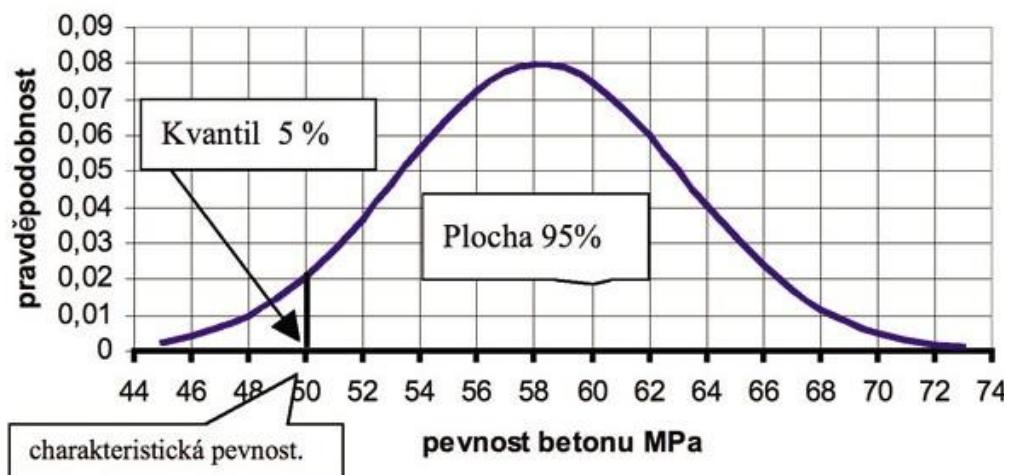
Jedná se o 5% kvantil, což je taková hodnota pevnosti, u níž se předpokládá, že nejvýše 5 % všech možných výsledků pevnosti hodnoceného objemu betonu bude nižší než tato hodnota (Obr. 2.1.).



Pevnost v tlaku betonu lze zkoušet na:

- krychlích o hraně 150 mm – tzv. krychelná pevnost v tlaku $f_{c,cube}$,
- válcích o průměru 150 mm a výšce 300 mm – tzv. válcová pevnost v tlaku $f_{c,cyl}$,
- hranolech,
- zlomcích hranolů po zkoušce pevnosti v tahu ohybem.

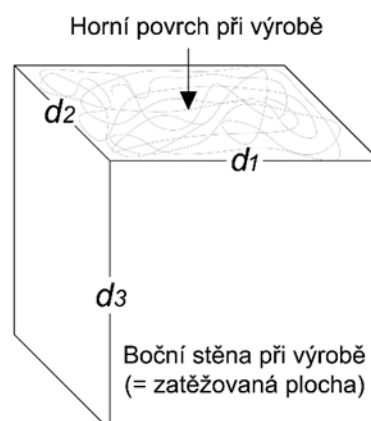
Norma ČSN EN 206+A2 uvádí pouze charakteristické pevnosti betonu v tlaku zjištěné na válcích nebo na krychlích, a to ve stáří 28 dnů. Při navrhování konstrukcí se postupuje podle normy ČSN EN 1992-1-1 (Eurokód 2) [2.3]. Ta vychází pouze z charakteristických hodnot pevnosti betonu v tlaku určených na válcích.



Obr. 2.1.: Charakteristická pevnost betonu v tlaku [2.4].

Každé zkušební těleso musí vyhovět svými rozměry (Obr. 2.2.) a tvarem požadavkům normy ČSN EN 12390-1 [2.5]. Každé zkušební těleso by tedy mělo být před zahájením zkoušení zkontrolováno, přičemž musí být dodrženy následující mezní odchylky od zvoleného rozměru zkušební tělesa d :

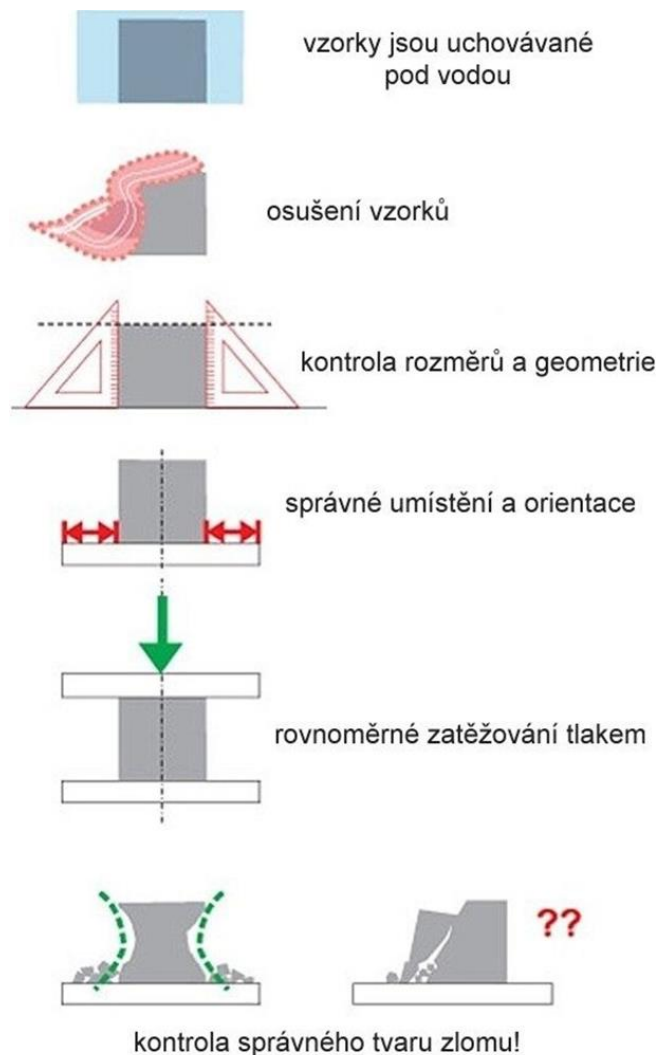
- tolerance rozměrů ploch, které byly ve formě (tedy rozměrů d_1 , d_2) od zvoleného rozměru d je $\pm 1,0 \%$,
- tolerance rozměru definovaného vzdáleností horní plochy, urovnané hladítkem, a dolní plochy zkušební tělesa (tedy rozměru d_3) od zvoleného rozměru d je $\pm 1,5 \%$,
- tolerance rovinnosti předpokládaných zatěžovaných ploch je $\pm 0,0006 \cdot d$ [mm],
- tolerance kolmosti bočních stěn krychle, vzhledem k dolní základně při výrobě, je $0,5$ mm.



Obr. 2.2.: Systém značení rozměrů zkušební krychle.

Tělesa zrají ve vodní lázni o teplotě 20 ± 2 °C, pokud není výslovně uvedeno jinak. Po vyjmutí z vodní lázně musí být tělesa osušena. Samotná zkouška pevnosti v tlaku probíhá ve zkušebním lisu, ve kterém jsou zkušební tělesa

zatěžována konstantní rychlostí $0,6 \pm 0,2$ MPa/s až do porušení. Při osazení zkušebních těles do lisu se musí dbát na správnou orientaci (směr zatěžování je vždy kolmý na směr ukládání betonu) a na centrické umístění těles na zatěžovací desce. Pevnost v tlaku se vypočte z maximálního zatížení při rozdrčení tělesa, jak je uvedeno v kapitole 1.5.4. Celkový postup je schematicky znázorněn na Obr. 2.3.



Obr. 2.3.: Průběh stanovení pevnosti betonu v tlaku [2.6].

2.1.2 Pevnost v tahu

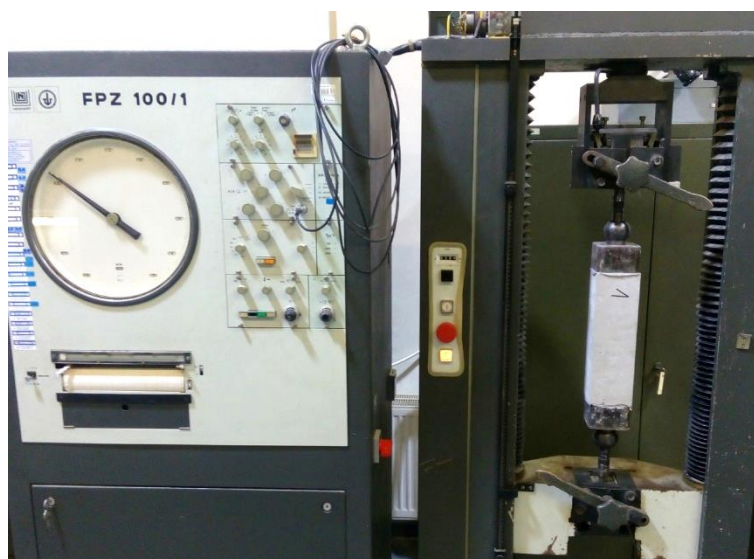
Stanovení betonu v prostém tahu není příliš obvyklá zkouška, přesto se v určitých případech provádí (Obr. 2.4). Jedná se zejména o situace, kdy:

- projektant navrhuje významnější či složitější stavbu a nechce se spoléhat pouze na tabulkovou hodnotu pevnosti v tahu (v normě ČSN EN 1992-1-1 je pro každou pevnostní třídu pevnost v tahu zvedena),
- je pro potřeby výpočtového modelu tato hodnota nutná.

Zkouška vychází z již neplatné normy ČSN 73 1318 [2.7] a spočívá v zatěžování zkušební tělesa tahovým napětím do porušení. Princip stanovení pevnosti v tahu je popsán v kapitole 1.5.3. U zkušební tělesa, které má štíhlost minimálně 2, se odříznou konce tak, aby bylo možné nalepit ocelové desky na řeznou plochu – přes zrna kameniva.

Čisté ocelové desky, upravené pro spojení s kloubovým zařízením k upnutí do trhacího stroje, se přilepí soustředně s osou tělesa na jeho konce tak, aby mezi deskou a zkušebním tělesem vznikla tenká souvislá vrstva lepidla. Tloušťka ocelové desky musí být minimálně 1/5 příčného rozměru zkušební tělesa.

Po vytvrdnutí lepidla se na ocelové desky připevní kloubové zařízení, které se upevní do trhacího stroje (zkušební lisu). Zatěžovací síla se následně zvyšuje plynule a rovnoměrně až do porušení. Při zkoušce musí být zajištěno rovnoměrné rozdělení tahového napětí po průřezu zkušební tělesa. Zaznamená se maximální síla a v místě přetržení se určí příčné rozměry zkušební tělesa. Výsledek pevnosti v tahu se zaokrouhlí na jedno desetinné místo.



Obr. 2.4.: Zkouška pevnosti betonu v prostém tahu.

Principiálně podobná je zkouška pevnosti v tahu povrchových vrstev betonu a její obdoba zkouška soudržnosti. Stanovení soudržnosti betonu probíhá dle normy ČSN EN 1542 [2.8]. Samotná zkouška spočívá v přímém odtržení kruhového terče přilepeného k povrchu betonu (nebo systému či výrobku pro opravy betonu), přičemž zkušební místo je definováno jádrovým vývrtem provedeným skrz povrch. Naprosto shodný postup je popsán v normě [2.7] – pokud je odtržen kruhový terč přilepený k návrtu jádrovým vrtákem, jedná se o pevnost betonu povrchových vrstev. Samotnou zkoušku lze tedy využít např. pro:

- zjištění pevnosti v tahu povrchových vrstev betonu,
- stanovení soudržnosti s podkladem u zálivek, malt, betonů a prostředků pro povrchovou ochranu, které se používají pro ochranu a opravy betonu,
- stanovení soudržnosti povrchové vrstvy dlažeb k podkladnímu betonu.

Metoda se tedy využívá při kontrole kvality dlažeb, výrobků a systémů pro ochranu betonových konstrukcí, či určení pevnosti v tahu povrchové vrstvy betonu konstrukce, kterou je nutné sanovat. Pokud otryskaná povrchová vrstva nemá dostatečnou pevnost v tahu, není možné na ni aplikovat systém či výrobek pro její ochranu (např. sanační omítku).

Jádrovým vrtákem o průměru 50 mm se odvrta zkušební místo. Hloubka návrtu se vypočte ze vztahu:

$$d_i = d_d + (15 \pm 5)$$

kde d_i je celková hloubka návrtu v mm,

d_d je tloušťka povrchové úpravy (malty) v mm.

Čistý odtrhový terč se přilepí soustředně s osou jádra na připravený zkušební vzorek tak, aby mezi zkušebním terčem a zkoušeným povrchem vznikla souvislá vrstva lepidla. Kruhový terč se pak přitlačí tak, aby se odstranil vzduch, a všechno případně vyteklé lepidlo se z návrtu ihned odstraní. Do mezery vytvořené jádrovým vrtákem nesmí žádné lepidlo vniknout. Lepidlo se následně nechá vytvrdnout dle pokynů výrobce.

Zařízení pro odtrhovou zkoušku se umístí soustředně nad kruhový terč tak, aby úhel svíraný s jeho povrchem byl $90 \pm 1^\circ$. Terč se zajistí, aby se jeho poloha během zkoušky nemohla měnit. Zatěžovací síla se zvyšuje plynule a rovnoměrně rychlostí $0,05 \pm 0,01$ MPa/s až do porušení. Síla na mezi porušení se zaznamená a stanoví se plocha porušení zkušebního tělesa D jako průměrný výsledek měření rozměrů provedených posuvným měřítkem vzájemně kolmo napříč jádra. Soudržnost f_h v N/mm^2 je dána následujícím vztahem:

$$f_h = \frac{F_h}{A} = \frac{4 \cdot f_h}{\pi \cdot D^2}$$

kde f_h je soudržnost v N/mm^2 ,

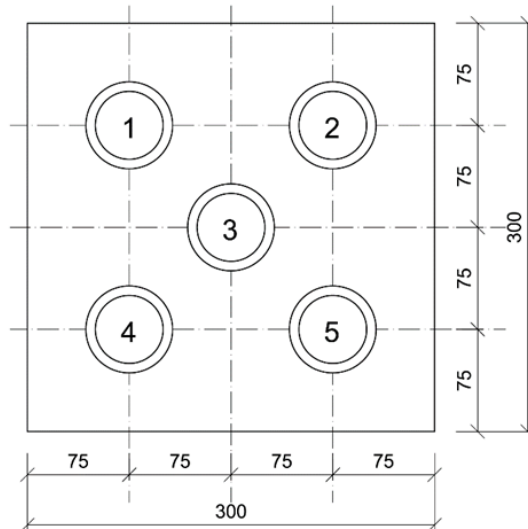
F_h je síla na mezi porušení v N,

A je zatěžovaná plocha definovaná jádrovým vývrtem v mm^2 ,

D je průměr jádrového vývrtu v mm.

Výsledek soudržnosti se zaokrouhlí na nejbližších $0,1 \text{ N/mm}^2$.

Pokud se zkouší výrobek či systém pro ochranu betonu, je dle Obr. 2.5 pro zkoušku požadováno jedno zkušební těleso, na němž se provede 5 zkoušek soudržnosti. Po provedení odtrhové zkoušky je nutné posoudit způsob porušení zkušebního místa. Místo s nevhodným porušením (např. porušení v lepidle) se vyřadí. Výsledek je průměr z minimálně tří normálních zkušebních výsledků.



Obr. 2.5.: Zkušební těleso s vyznačenou polohou kruhových terčů.

2.1.3 Pevnost v příčném tahu

Stanovení pevnosti betonu v příčném tahu je v normě ČSN EN 206+A2 upřednostněno před zkouškou pevnosti v tahu ohybem, reálně se však zkouší především na betonových výrobcích (např. betonová dlažba apod.). Zkoušení probíhá dle normy ČSN EN 12390-6 [2.9] na válcích nebo krychlicích, jak uvedeno v kapitole 1.5.5. Zkušební těleso je vystaveno tlaku ve velmi úzkém pruhu (norma velmi striktně definuje parametry roznášecího proužku), přičemž porušení tělesa způsobí výsledná kolmá tahová síla (Obr. 2.6). Rovina zatěžování musí být kolmá ke směru ukládání betonu. Rychlost zatěžování je $0,05 \pm 0,01$ MPa/s. Zatížení se vyvíjí plynule do porušení a zaznamená se maximální síla F_{ft} . Pevnost v příčném tahu se zaokrouhlí na nejbližších $0,05$ N/mm².



Obr. 2.6.: Typické porušení zkušebního tělesa při stanovení pevnosti betonu v příčném tahu.

2.1.4 Pevnost v tahu ohybem

Pevnost v tahu ohybem je pravděpodobně nejběžnější zkouškou tahových vlastností betonu. Zkouška probíhá dle normy ČSN EN 12390-5 [2.10] na hranolech jmenovitých rozměrů 100 x 100 x 400 mm (rozměry tělesa ale mohou být i 150 x 150 x 600 nebo 150 x 150 x 700 mm). Zkouška může být koncipována jako ohyb třibodový, ovšem referenční variantou je ohyb čtyřbodový, viz kapitola 1.5.6. Zkušební hranol se vloží centricky do lisu, směr zatěžování musí být kolmý ke směru ukládání betonu. Zatížení se vyvíjí plynule do porušení (Obr. 2.7), přičemž výsledná pevnost v tahu ohybem se zaokrouhlí na nejbližších 0,1 N/mm².



Obr. 2.7.: Korektní porušení zkušebního tělesa (v místě maximálního ohybového momentu, tzn. mezi zatěžovacími válečky) při stanovení pevnosti betonu v tahu ohybem.

2.2 Pružnostní vlastnosti ztvrdlého betonu

Mezi pružnostní vlastnosti betonu patří jeho modul pružnosti v tahu/tlaku (viz kapitolu 1.5.1), modul pružnosti ve smyku, modul přetvárnosti či dotvarování.



2.2.1 Modul pružnosti v tlaku/tahu

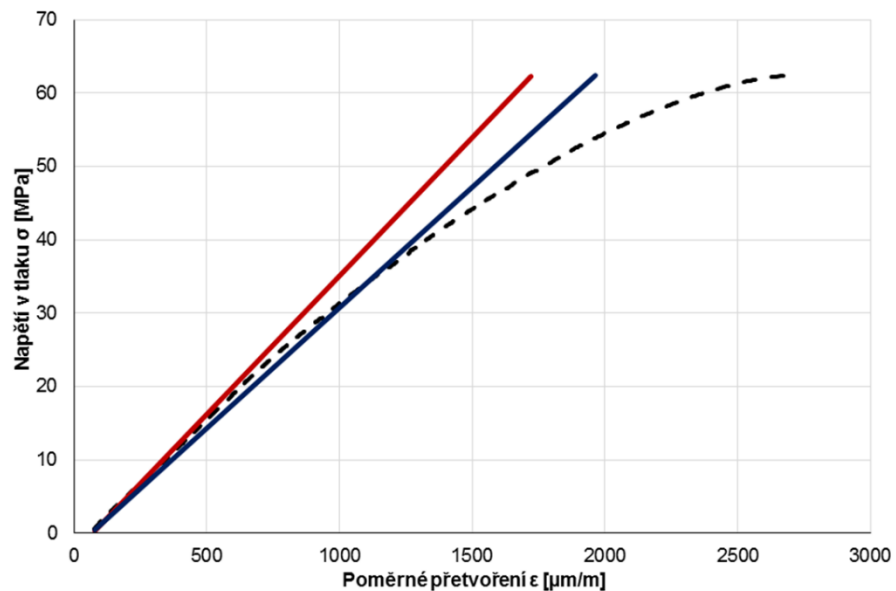
V mezích Hookeova zákona je modul pružnosti konstantou úměrnosti normálového napětí a poměrného podélného přetvoření, u betonu tedy směrnici přímky proložené počáteční částí deformačního diagramu betonu v tlaku (Obr. 1.7). Obecně lze říci, že modul pružnosti je **měrná veličina tuhosti pevné látky v tlaku (tahu)**.

Jedná se o tedy o poměrně důležitou charakteristiku betonu, která ovlivňuje chování konstrukcí, především štíhlých či předpjatých (z hlediska průhybů, deformací apod.). Modul pružnosti v tlaku/tahu, v anglické literatuře také nazýván Youngův modul, lze stanovit pomocí:

- nedestruktivních metod (ultrazvuková impulzová metoda a rezonanční metoda) – v tomto případě se jedná o tzv. **dynamický modul pružnosti**,

- destruktivních metod – v tomto případě se jedná o tzv. **statický modul pružnosti**.

Dynamický modul pružnosti může být vnímán jako tzv. tečný modul pružnosti, což znamená, že se jedná o směrnici tečny deformačního diagramu v počátečním bodě. Dynamický modul pružnosti proto nabývá vyšších hodnot než modul pružnosti statický, který je také nazýván sečnový – jeho hodnota je rovna směrnici sečny deformačního diagramu, viz Obr. 2.8.



Obr. 2.8.: Rozdíl mezi dynamickým, tedy tečným modulem pružnosti (směrnice červené přímky) a statickým, tedy sečnovým modulem pružnosti (směrnice modré přímky).

Jednou ze základních nedestruktivních metod využívaných ve stavebním zkušebnictví je ultrazvuková impulzová (dále též UZ) metoda. Ta je založena na opakovaném vysílání ultrazvukových impulzů do zkoušeného materiálu a následném stanovení rychlosti šíření impulzů ultrazvukového vlnění. Tato rychlost je odlišná pro různé materiály a mění se s jejich vlastnostmi – klesá např. s horší kvalitou zkoušeného materiálu nebo v místech výskytu poruch (včetně mikroporuch). Zjištění rychlosti UZ impulzů se může využít pro stanovení:

- rovnoměrnosti (homogenity) betonu,
- přítomnosti trhlin nebo dutin (omezeně),
- materiálových charakteristik – modulu pružnosti, ovšem i pevnosti v tlaku či tahu,
- změn výše uvedených vlastností v čase (např. v případě degradace betonu).

Měření UZ metodou lze provádět podle normy ČSN 73 1371 [2.11], anebo podle normy ČSN EN 12504-4 [2.12]. Norma ČSN 73 1371 obsahuje – na rozdíl od ČSN EN 12504-4 – ustanovení o výpočtu dynamického modulu pružnosti betonu E_{cu} .

Měření funguje na principu vysílání opakovaných UZ impulzů do materiálu a jejich následné detekci. V případě měření betonu a podobných materiálů je častějším způsobem aplikace UZ metody způsob průchodový, který využívá

dvou sond – budiče a snímače – umístěných nejlépe na protilehlých stranách tělesa či konstrukce. Pro aplikaci jsou tedy ideální prvky pravidelných průřezů s rovnoběžnými stěnami.

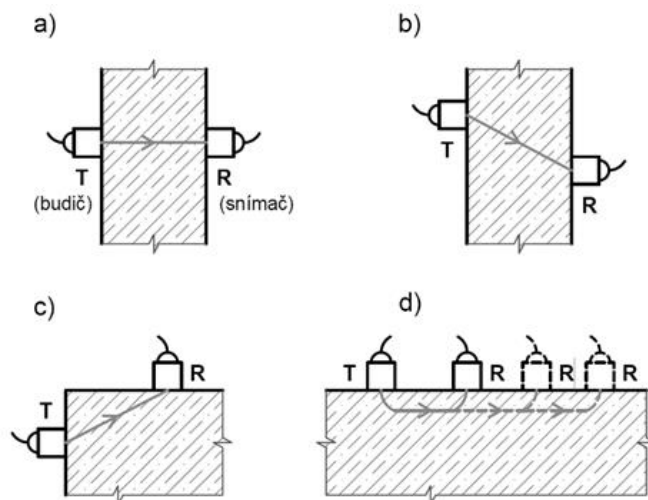
Sleduje se čas T , za jaký dorazí impuls UZ vlnění od jedné sondy ke druhé. Ultrazvukové vlnění má nejvyšší energii ve směru kolmém na plochu budiče, ale v případě špatného či nemožného přístupu k oběma stranám tělesa či konstrukce lze měřit impulsy i v jiných směrech. Podle umístění sond se rozlišují následující způsoby prozvučení (měření), viz též Obr. 2.9:

(a) přímé prozvučení – sondy jsou kolmo proti sobě na protilehlých stranách prvku, jde o nejnvhodnější variantu,

(b) polopřímé prozvučení – používá se v případě, kdy je konstrukce přístupná z obou stran, ale sondy nelze umístit přesně naproti sobě,

(c) šikmé prozvučení – sondy vůči sobě nejsou orientované přímo, ale kolmo,

(d) nepřímé prozvučení – rovněž nazývané povrchovým. Snímač je umísťován rovnoběžně s budičem na stejné straně konstrukce. Měření se několikrát opakuje s posouváním snímače po pravidelných intervalech a je sledován rozdíl naměřených hodnot mezi jednotlivými vzdálenostmi sond. Při tomto způsobu je měření značně citlivé na vnější vlivy, proto se používá, jen pokud je přístupná pouze jedna strana konstrukce nebo při důkladné kontrole povrchu.



Obr. 2.9.: Způsoby prozvučování materiálu UZ vlněním při měření průchodovým způsobem.

Norma ČSN 73 1371 nerozlišuje mezi polopřímým a šikmým prozvučením a uvádí obojí v jedné kategorii, norma ČSN EN 12504-4 zmiňuje rozdíl mezi těmito způsoby prozvučení, ale rovněž je sdružuje do jedné položky.

Určitou dobu prochází ultrazvuk i vrstvičkou akustického vazebného prostředí (např. gelu, plastelíny) a konstrukcí sondy. Tato doba je označována jako „mrtvý čas T_0 “ a při měření musí být vždy stanovena. Všechny naměřené údaje je nutné o tuto dobu při vyhodnocení opravit. Mrtvý čas se zjišťuje pomocí etalonu – jedná se o těleso (většinou plastové), jehož časová charakteristika je přesně známa. Nejdříve se změří doba T_e průchodu ultrazvuku etalonem a následně se vypočte mrtvý čas:

$$T_0 = T_e - e$$

kde T_0 je mrtvý čas v μs ,

T_e je změřená doba průchodu ultrazvuku etalonem v μs ,

e je časová charakteristika etalonu, také v μs .

Pro každou měřenou základnu se vypočte rychlost UZ vlnění podle vztahu:

$$v_L = \frac{L_i}{T_i - T_0}$$

kde v_L je rychlost šíření ultrazvuku v m/s,

L_i je délka měřicí základny v m,

T_i je naměřená doba průchodu betonem v s,

T_0 je mrtvý čas v s.

Měření se na zkušebním tělese provádí většinou ve třech liniích, viz Obr. 2.10.



Obr. 2.10.: Schématické zobrazení měření doby průchodu UZ vlnění s vyznačenými měřicími liniemi; T je budič (transmitter) a R je přijímač (receiver) [2.13].

Hodnota dynamického modulu pružnosti v tlaku a tahu se vypočte pomocí vztahu:

$$E_{cu} = D \cdot v_L \cdot \frac{1}{k^2}$$

kde E_{cu} je dynamický modul pružnosti v N/mm^2 ,

D je objemová hmotnost betonu v kg/m^3 ,

v_L je rychlost šíření ultrazvukového vlnění v km/s ,

k je koeficient rozměrnosti prostředí (bezrozměrný).

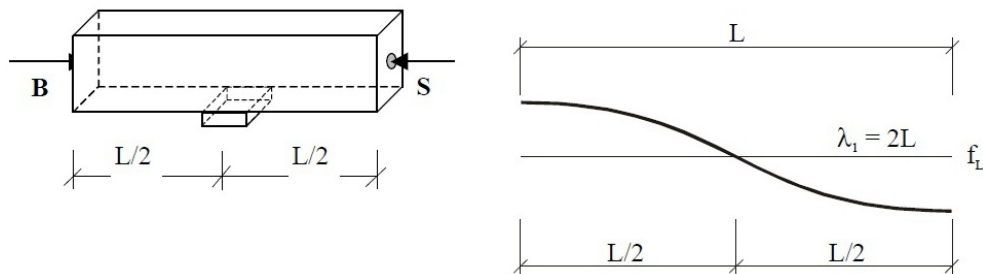
Druhou nedestruktivní metodou, pomocí které lze určit dynamický modul pružnosti, je rezonanční metoda, jejímž principem je stanovení vlastních frekvencí zkušebních těles, umožňuje získat důležité informace o vlastnostech stavebních materiálů, o jejich vnitřní struktuře a také o případných změnách v této struktuře v čase. Pokud je do předmětu z tuhého materiálu vnesen mechanický impulz, dojde k jeho rozkmitání. Kmitání (které lze nazvat též oscilací nebo kmitavým dějem) je změna určité veličiny, která zpravidla nastává v čase a která vykazuje opakování nebo tendenci k němu.

Kmitání zkušebního tělesa se může uskutečnit mnoha způsoby, přičemž k vyhodnocení dynamických materiálových charakteristik těles pravidelných geometrických tvarů se používají vlastní frekvence podélného kmitání f_L ,

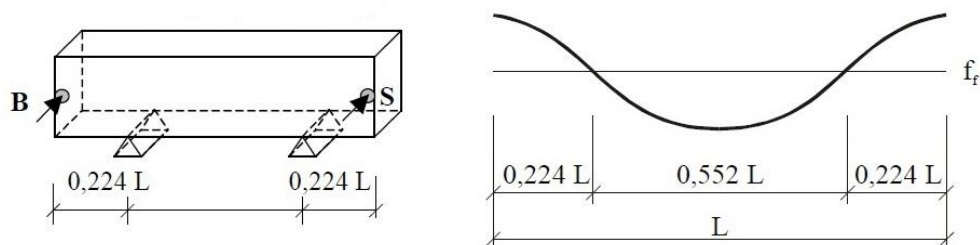
příčného kmitání f_f a kroutivého kmitání f_t . Frekvence (neboli kmitočty) je fyzikální veličina, která udává počet opakování periodického děje za daný časový úsek. Jednotkou je Hz ($= s^{-1}$).

Vlastní frekvence zkušební tělesa nastává ve chvíli, kdy z pohledu fyziky dochází k rezonanci. Rezonance je snaha určitého systému při některých frekvencích kmitat s větší amplitudou než při ostatních frekvencích, tedy při těchto konkrétních frekvencích kmitat více.

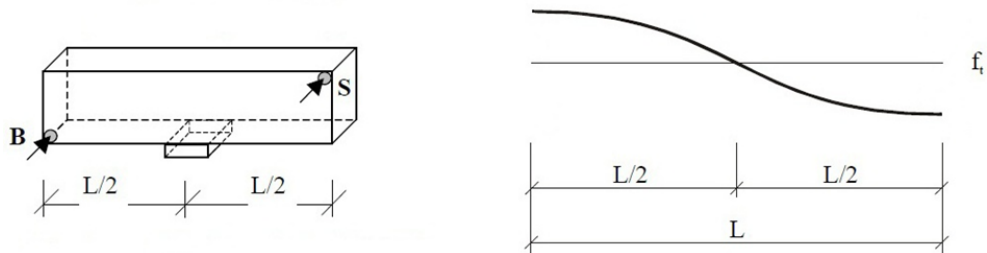
Stanovení dynamického modulu pružnosti betonu pomocí rezonanční metody se provádí podle normy ČSN 73 1372 [2.14]. Princip metody je výpočet modulu pružnosti v tahu a tlaku z vlastních frekvencí betonového zkušební tělesa. Při měření rezonančních frekvencí je zkušební těleso rozkmitáno, přičemž jsou známa místa, v nichž vznikají **uzly** a **kmitny** kmitání. Podle sledovaného (vybuzeného) kmitání – může být podélné, příčné nebo kroutivé – musí být těleso uloženo na vhodné podložky (např. gumové) v místě uzlů kmitání a sondy musí být umístěny v místech největších amplitud – tedy v místech kmiten. Preferuje se tím sledované kmitání a ostatní druhy kmitání jsou potlačována. Způsob podepření hranolu pro zjištění vlastní frekvence podélného kmitání je uveden na Obr. 2.11, pro zjištění vlastní frekvence příčného kmitání je uveden na Obr. 2.12 a pro zjištění vlastní frekvence kroutivého kmitání je uveden na Obr. 2.13. V případě použití impulzního způsobu měření je budičem myšlen úder pomocí impulzního kladívka a snímačem je myšlen např. snímač akustické emise nebo mikrofon.



Obr. 2.11.: Způsob podepření zkušební hranolu a umístění budiče „B“ a snímače „S“ při měření první vlastní frekvence podélného kmitání – vlevo; tvar první vlastní frekvence podélného kmitání – vpravo [2.13].



Obr. 2.12.: Způsob podepření zkušební hranolu a umístění budiče „B“ a snímače „S“ při měření první vlastní frekvence příčného kmitání – vlevo; tvar první vlastní frekvence příčného kmitání – vpravo [2.13].



Obr. 2.13.: Způsob podepření zkušebního hranolu a umístění budiče „B“ a snímače „S“ při měření první vlastní frekvence krouživého kmitání – vlevo; tvar první vlastní frekvence krouživého kmitání – vpravo [2.13].

Hodnota dynamického modulu pružnosti betonu v tlaku a tahu E_{cr} lze vypočítat dvěma způsoby. První možností je určení modulu pružnosti pomocí podélného kmitání ze vztahu:

$$E_{crL} = 4 \cdot L^2 \cdot f_L^2 \cdot D$$

kde E_{crL} je dynamický modul pružnosti v tlaku (tahu) v N/mm^2 ,

L je délka zkušebního tělesa v m,

f_L je naměřená vlastní frekvence podélného kmitání v kHz,

D je objemová hmotnost betonu v kg/m^3 .

Hodnotu dynamického modulu pružnosti betonu v tlaku lze určit také pomocí příčného kmitání, a to dle vztahu:

$$E_{crf} = 0,0789 \cdot c_1 \cdot L^4 \cdot f_f^2 \cdot D \cdot \frac{1}{i^2}$$

kde E_{crf} je dynamický modul pružnosti v N/mm^2 ,

L je délka zkušebního tělesa v m,

c_1 je korekční součinitel,

f_f je naměřená vlastní frekvence příčného kmitání v kHz,

D je objemová hmotnost betonu v kg/m^3 ,

i je poloměr setrvačnosti průřezu zkušebního tělesa v m.

Statické moduly pružnosti betonu jsou významné charakteristiky vyjadřující deformační vlastnosti materiálu. Zjišťují se z deformací, které nastávají při známém zatížení. Jak již bylo uvedeno, jsou také nazývány „sečnové“ moduly pružnosti, a proto nabývají menších hodnot než moduly pružnosti dynamické.

Pro potřeby stanovení statického modulu pružnosti betonu lze využít jednak zkoušku v ohybu, v tomto případě se postupuje podle normy ČSN 73 6174 [2.15], a jednak zkoušku tlakovou, a to lze postupovat podle dvou norem – ČSN ISO 1920-10 [2.16] nebo ČSN EN 12390-13 [2.17]. Norma ČSN EN 206+A2 jednoznačně definuje jako referenční postup normu ČSN ISO 1920-10.

Zkušební těleso určené pro stanovení statického modulu pružnosti betonu v tlaku dle normy ČSN ISO 1920-10 může mít tvar hranolu nebo válce. Jeho štíhlost, tedy poměr mezi délkou a příčným rozměrem, však musí být rovna

minimálně 2. Principem zkoušení je zatěžování zkušební tělesa ve zkušebním lisu tlakem za současného měření vznikajících deformací. Zkouška probíhá cyklicky – jsou provedeny minimálně 3 cykly, přičemž zkušební těleso je během nich vystaveno měnícímu se zatížení. Úrovně zatížení, mezi kterými se cykluje, se volí tak, aby nedošlo k úplnému odtížení tělesa a současně aby zatěžování probíhalo v pružné oblasti (v oblasti platnosti Hookeova zákona). Základní (nižší) hladina napětí je dle normy ČSN ISO 1920-10 vždy $\sigma_b = 0,5 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$ a horní hladina napětí by měla odpovídat hodnotě jedné třetiny pevnosti zkušebního betonu v tlaku $\sigma_a = f_c/3 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$. Jedna třetina pevnosti v tlaku je zvolena právě z důvodu teoretického předpokladu, že beton se chová do této meze pružně.

Zkušební těleso se musí před samotnou zkouškou připravit. Velmi důležitá je rovinnost zatěžovaných ploch. Pokud těleso na zatěžovací desce lisu nestojí stabilně, musí se jeho plochy upravit – nejvhodnějším způsobem je zabroušení (např. pomocí korundového prášku).

Přístroje pro měření změn délky musí být na bočních stranách tělesa připevněny tak, aby měřené body byly stejně vzdálené od obou konců zkušební tělesa a aby byly v podélné ose tělesa. Měřené body musí být současně umístěny tak, aby jejich vzdálenost od konců tělesa byla rovna alespoň jedné čtvrtině délky zkušební tělesa ($1/4 L$, viz Obr. 2.14). Důvodem je skutečnost, že v oblasti tlačných desek lisu dochází ve zkušebním tělese při stejném zatížení k rozdílným deformacím než ve střední části tělesa. Dle normy ČSN ISO 1290-10 je ideální, pokud $L = d$. Přetvoření se musí měřit nejméně na dvou protilehlých stranách zkušební tělesa, přičemž u těles zhotovených ve vodorovné poloze se měřicí základny umísťují na svislých výrobních plochách.



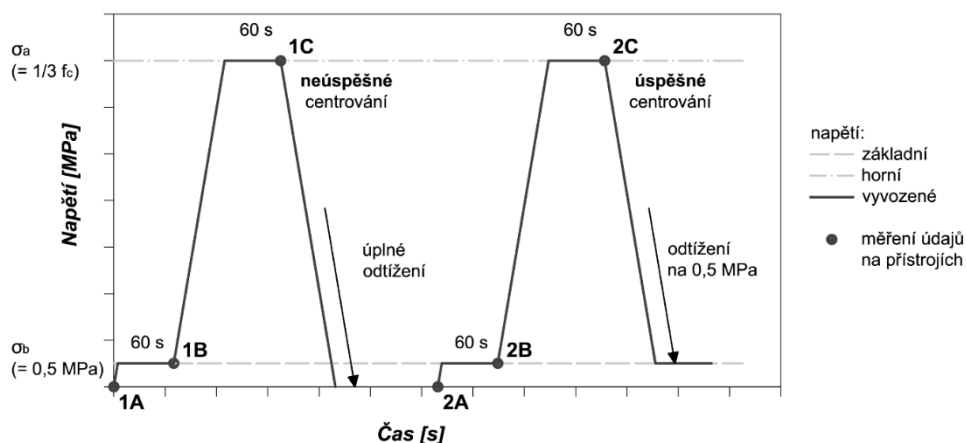
Obr. 2.14.: Osazení dvou snímačů deformací na protilehlé strany zkušební tělesa.

Při zatěžování zkušební tělesa je nesmírně důležité, aby zatížení působilo pokud možno rovnoměrně na celou jeho zatěžovanou plochu – tedy aby zatížení bylo centrické. Při zatěžování je tedy centraci tělesa nutné ověřit.

Časový průběh centrování je znázorněn graficky na Obr. 2.15. Zkušební těleso s osazenými tenzometry se vloží dostředně do zkušebního lisu (bod 1A). Následně se vyvodí základní napětí σ_b a po 60 s se odečtou údaje na všech přístrojích (bod 1B). Ve chvíli, kdy se mají odečíst hodnoty na měřicích přístrojích, provádí se odečet bezodkladně – určení hodnot musí být dokončeno nejpozději do 30 s. To platí pro všechny následující zatěžovací stavy celé zkoušky.

Následně se plynule zvyšuje napětí do hodnoty horního napětí σ_a a po době 60 s se opět odečtou údaje na všech přístrojích (bod 1C). Jestliže se jednotlivá poměrná přetvoření ε (nebo přetvoření Δl) liší o více než 20 % od své průměrné hodnoty, zkušební těleso není vycentrováno, a proto se musí zcela odtížit.

Na základě odečtených hodnot na jednotlivých tenzometrech se upraví poloha zkušebního tělesa v lisu a celý postup se opakuje (body 2A až 2C). Pokud je zjištěno, že těleso opět není vycentrováno, celá procedura se znovu opakuje. Pokud proběhlo centrování úspěšně, odtíží se zkušební těleso na úroveň základního napětí σ_b a dokončí se celá zkouška.



Obr. 2.15.: Grafické znázornění centrování zkušebního tělesa [2.13].

Časový průběh zkoušky statického modulu pružnosti je znázorněn graficky na Obr. 2.16. Po úspěšném vycentrování tělesa se udržuje po dobu 60 s zatížení na základním napětí σ_b , po přečtení údajů na tenzometrech se zatížení zvyšuje plynule do hodnoty horního napětí σ_a , kde se po 60 s opět odečtou údaje navšech přístrojích.

Zatížení spodním napětím po dobu 60 s, odečtení hodnot, zatížení horním napětím po dobu 60 s a odečtení hodnot je jeden cyklus. Celá zkouška se skládá z minimálně 2 předběžných zatěžovacích cyklů, po nichž následuje měřicí zatěžovací cyklus. Hodnoty odečtené z tohoto poslední cyklu slouží pro výpočet statického modulu pružnosti E_c . Cyklus, při němž byla úspěšně ověřena centrace, lze považovat za 1. předběžný cyklus.

Modul pružnosti je definován jako poměr změny napětí a odpovídající změny pružného poměrného přetvoření, přesně v souladu s Hookeovým zákonem. Průměrné poměrné přetvoření je vypočteno z obou měřených míst v měřeném zatěžovacím cyklu a změna napětí se určí jako rozdíl základního a horního

vyvozeného napětí. Statický modul pružnosti v tlaku E_c se poté vypočte ze vztahu:

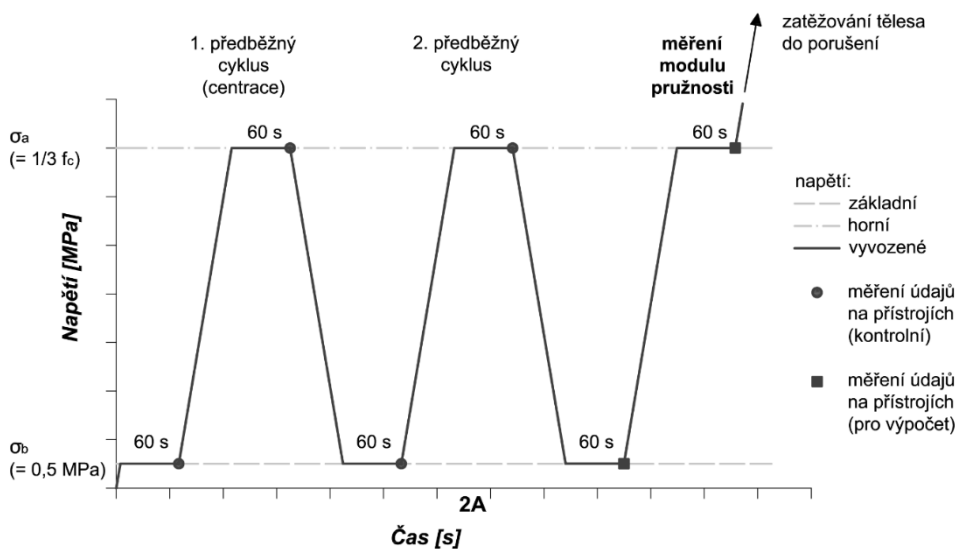
$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

kde E_c je statický modul pružnosti v N/mm^2 ,

$\Delta\sigma$ je rozdíl napětí při zatěžování v N/mm^2 ,

$\Delta\varepsilon$ je průměrná změna poměrného přetvoření mezi horním a základním napětím v m/m .

Výsledný modul pružnosti E_c se poté uvádí v GPa se zaokrouhlením na nejbližších 0,1 GPa .



Obr. 2.16.: Grafické znázornění průběhu zatěžování zkušebního tělesa [2.13].

Princip stanovení statického modulu pružnosti dle normy ČSN 73 6174 je poměrně jednoduchý. Zkušební těleso tvaru hranolu je při zkoušce zatěžováno dle schématu na Obr. 2.17 pomocí čtyřbodového ohybu. Modul pružnosti betonu namáhaného v tahu ohybem se stanoví výpočtem z naměřených průhybů trámce, který je zatěžován dvěma břemeny ve třetinách rozpětí dle rovnice:

$$E = \frac{F \cdot l}{f_e \cdot b \cdot h} \cdot \left(0,213 \cdot \frac{l^2}{h^2} + 0,46 \right)$$

kde E je statický modul pružnosti v N/mm^2 ,

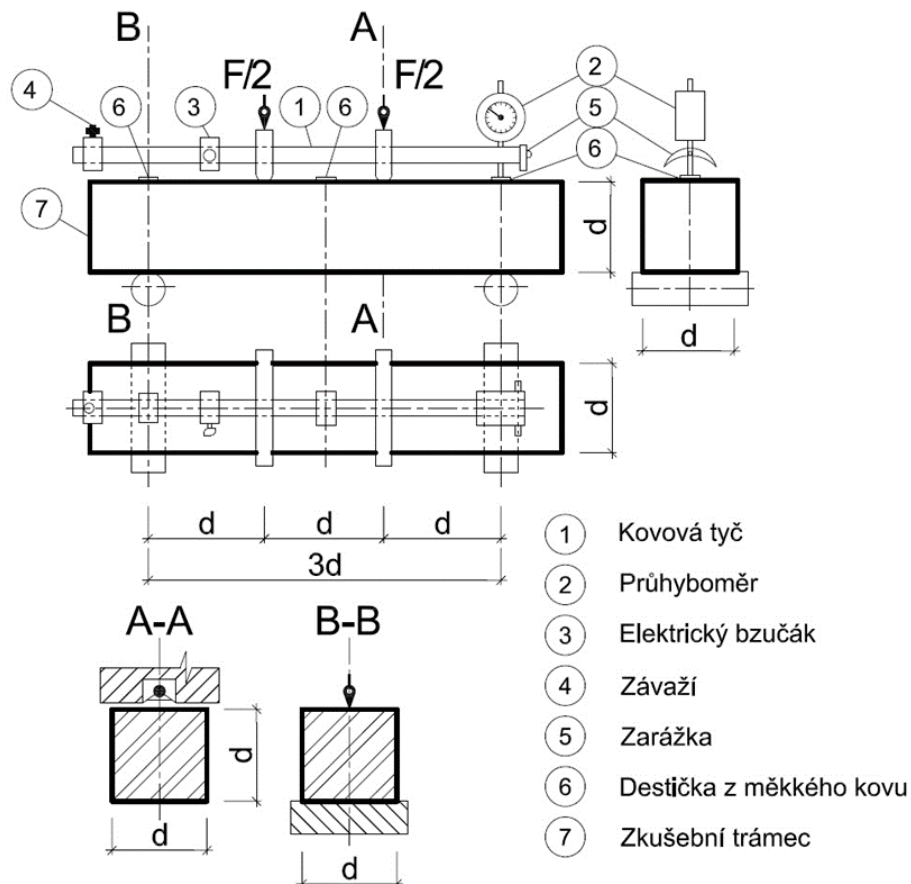
F je zatížení trámce v N ,

f_e je pružný průhyb v mm ,

b je šířka trámce v mm ,

h je výška trámce v mm ,

l je vzdálenost podpěr v mm .



Obr. 2.17.: Grafické znázornění osazení doporučeného průhyboměru a zkušebního tělesa v průběhu zatěžování [2.15].

2.2.2 Modul přetvárnosti

Modul přetvárnosti se určuje v oblasti Bach-Schülleho zákona, tedy v plastické oblasti. Jedná se o modul, který z důvodu dotvarování betonu klesá – nabývá tedy nižších hodnot než statický modul pružnosti v tahu/tlaku. Lze jej určit pomocí čtyřbodového ohybu dle normy ČSN 73 6174:

$$E_0 = \frac{F \cdot l}{f_{tot} \cdot b \cdot h} \cdot \left(0,213 \cdot \frac{l^2}{h^2} + 0,46 \right)$$

kde E_0 je modul přetvárnosti v N/mm^2 ,

F je zatížení trámce v N ,

f_{tot} je celkový průhyb v mm ,

b je šířka trámce v mm ,

h je výška trámce v mm ,

l je vzdálenost podpor v mm .

2.2.3 Modul pružnosti ve smyku

Modul pružnosti ve smyku, v anglické literatuře někdy nazývaný Coulombův modul, popisuje poměr mezi smykovým napětím a deformací, kterou toto napětí vyvolalo (jedná se o tzv. zkos). V případě izotropních materiálů existuje vztah mezi modulem pružnosti v tahu/tlaku, modulem pružnosti ve smyku a Poissonovým číslem takto:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}$$

kde G je modul pružnosti ve smyku v N/mm^2 ,
 E je modul pružnosti v tahu/tlaku v N/mm^2 ,
 μ je Poissonovo číslo (bezrozměrné).

Modul pružnosti ve smyku lze stanovit pomocí rezonanční metody, a to ze vztahu:

$$G_{cr} = 4 \cdot k \cdot L^2 \cdot f_t^2 \cdot D$$

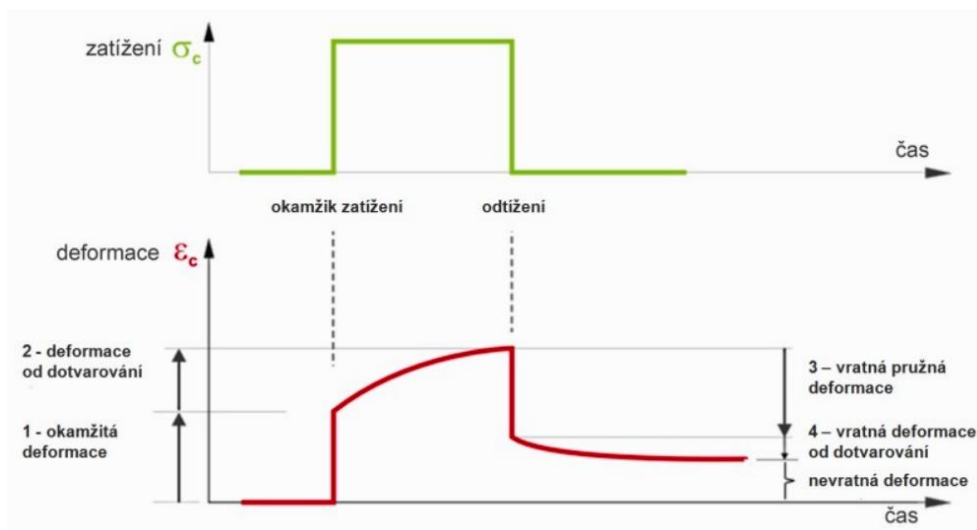
kde G je dynamický modul pružnosti ve smyku v N/mm^2 ,
 k je součinitel závislý na tvaru průřezu zkušebního tělesa,
 L je délka zkušebního tělesa v m,
 f_t je naměřená vlastní frekvence kroutivého kmitání v kHz,
 D je objemová hmotnost materiálu v kg/m^3 .

2.2.4 Dotvarování

Dotvarování betonu je deformace způsobená plastickým přetvořením betonu vlivem vnějšího a dlouhodobého zatížení. Projevuje se při velkém a právě dlouhodobém (několik měsíců až let) zatížení betonového prvku či konstrukce. Beton se snaží velkému zatížení "podvolit", což se projevuje různými deformacemi. Typickou konstrukcí, kde je potřeba vzít v úvahu dotvarování betonu již při jejím návrhu, je letmo betonovaný předpjatý most většího rozpětí [2.18].

K dotvarování betonu lze konstatovat následující informace:

- deformace betonu od dotvarování jsou pouze částí celkových deformací betonu,
- na mladším betonu se účinky dotvarování projeví více než na starším betonu,
- nezatížený nebo jen málo zatížený beton není účinkům dotvarování vystaven [2.18].



Obr. 2. 18.: Schéma deformací zatíženého betonu v čase [2.18].

2.3 Trvanlivostní vlastnosti ztvrdlého betonu



Trvanlivost betonu a konstrukcí z něj vybudovaných závisí na mnoha faktorech. Jedním z nejdůležitějších je kvalita povrchové vrstvy betonu, protože právě ta je v bezprostředním kontaktu s vnějším (často agresivním) prostředím, ze kterého mohou do betonových prvků pronikat nežádoucí látky. Tato kapitola se tedy bude zabývat povrchovou vrstvou betonu. Povrchová vrstva není jen samotný povrch betonu nebo konstrukce – tímto termínem se obvykle rozumí vrstva betonu tloušťky 20 – 50 mm. Jedná se v podstatě o krycí vrstvu výztuže.

Pokud mohou voda či vzduch povrchovou vrstvou betonu snadno pronikat do jeho vnitřní struktury, velmi pravděpodobně způsobí postupnou degradaci materiálu a zásadním způsobem sníží trvanlivost a životnost betonu, a tím pádem i konstrukce. Například v případě železobetonu mohou do jeho vnitřní struktury vnikat z okolního prostředí látky, které v důsledku snížení pH betonu zapříčiní korozi výztuže. Proto se stanovují propustnostní vlastnosti betonu. Propustnost povrchové vrstvy betonu je totiž do jisté míry funkcí trvanlivosti. Rozlišujeme propustnost betonu pro vodu a propustnost pro plyny.

2.3.1 Hloubka průsaku tlakovou vodou

Norma ČSN EN 206+A2 definuje propustnost betonu pomocí stanovení hloubky průsaku tlakovou vodou dle ČSN EN 12390-8 [2.19]. Podstatou zkoušky je působení tlakové vody na povrch ztvrdlého betonu a následné určení, do jaké hloubky (kolmo od povrchu betonu) voda pronikla.

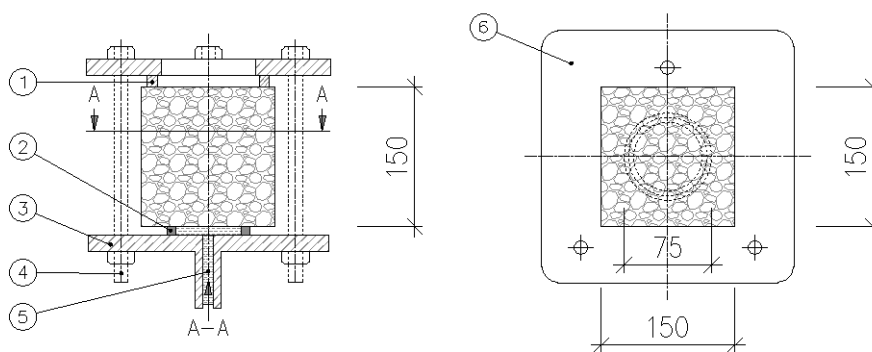
Základním zkušebním tělesem je krychle, válec nebo hranol o délce hrany nebo průměru nejméně 150 mm, přičemž žádný rozměr nesmí být menší než 100 mm. Zkušební těleso se pro zkoušku musí předem připravit. Plocha zkušebního tělesa, která bude vystavena působení vodního tlaku, se ihned po

odformování tělesa zdrsni ocelovým kartáčem. Zkušební těleso je poté uloženo do vodní lázně a samotná zkouška je zahájena ve stáří betonu 28 dní.

Zkušební těleso se upne do speciálního zařízení (Obr. 2.19) a na upravený povrch tělesa se nechá působit vodní tlak (500 ± 50) kPa po dobu (72 ± 2) hodin, viz Obr. 2.20. Zkoušený povrch tělesa musí být kolmý ke směru hutnění betonu. Povrchy, které nejsou vystaveny tlakové vodě, se průběžně během zkoušky kontrolují. Objeví-li se na nich voda, je nutné zvážit platnost výsledku zkoušky.



Obr. 2. 19.: Zkušební krychle osazené v zařízení pro stanovení hloubky průsaku tlakovou vodou.



Obr. 2.20.: Příklad uspořádání zkoušky průsaku tlakovou vodou; 1 – opěrný kroužek, 2 – těsnící kroužek, 3 – upevňovací deska, 4 – stahovací šroub, 5 – tlaková voda, 6 – upevňovací deska [2.19].

Po skončení zkoušky se těleso ze zařízení vyjme, povrch tělesa se osuší a zkušební těleso se rozlomí (podobně jako při zkoušce pevnosti v příčném tahu). Lom je veden kolmo k povrchu, na který působila tlaková voda, a ve středu zatěžované plochy. Po oschnutí se obvykle označí viditelná hranice dosažené hloubky průsaku tlakové vody (viz Obr. 2.21) a poté se změří největší hloubka průsaku kolmo od zatěžované plochy. Výsledek se zaokrouhlí na nejbližší milimetr.

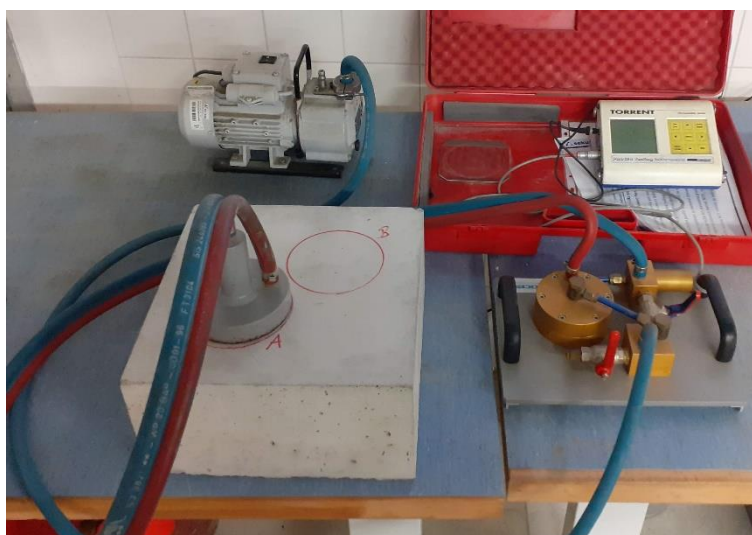


Obr. 2.21.: Rozlomená zkušební krychle po zkoušce průsaku tlakovou vodou s vyznačenou hranicí průsaku tlakové vody.

Norma dále stanovuje údaje, které musí obsahovat protokol o zkoušce. Norma již neřeší tvar vizuální hranice průniku tlakové vody do zkušebního tělesa, ani případné možné anomálie betonu (kaverny, shluk kameniva apod.), případně by toto mohlo být zahrnuto do bodu 8 f) normy ČSN EN 12390-8 jako jakékoliv prosakování vody ze zkušebního tělesa mimo zatěžovanou plochu či úvaha o platnosti výsledku (pokud se vyskytne problém).

2.3.2 Další propustnostní vlastnosti

Žádnou zkoušku pro stanovení propustnosti povrchové vrstvy betonu pro plyny norma ČSN EN 206+A2 nepředepisuje. V České republice se momentálně ani žádná zkouška, která by měla oporu v normě, nepoužívá. Metoda Torrent Permeability Tester (dále jen TPT, viz Obr. 2.22) sice standardizována není, přesto ji lze řadit mezi používané nedestruktivní metody, pomocí kterých lze velmi rychle zjistit kvalitu povrchové vrstvy betonu.



Obr. 2.22.: Měření vzduchové propustnosti betonu pomocí metody TPT.

Zařízení se skládá z vývěvy, dvoukomorové buňky, regulátoru tlaku a řídicí jednotky s digitálním displejem. Zařízení pracuje na principu vytvoření vakua 1000 mbar. Po dosažení této hodnoty se čerpadlo vypne a sleduje se průtok

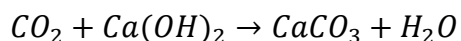
vzduchu betonem do vnitřní komory. Přístroj měří a vyhodnocuje součinitel propustnosti a také hloubku, do které vakuum proniklo.

Další vlastnosti s propustností úzce souvisí, přímo o propustnost se však nejedná. Společným rysem však je, že se vždy řeší trvanlivost a odolnost betonu proti působení agresivních látek. Velmi diskutovaným tématem je propagace chloridů betonem. Pro samotný beton neznamení chloridy zásadní problém, pro výztuž ovšem bezesporu ano. Otázku měření prostupu chloridů řeší normy ČSN EN 12390-11 [2.20] a ČSN EN 12390-18 [2.21]. Jednoduchým způsobem, jak stanovit rychlost pronikání chloridů do betonu, je ponoření zkušebních těles do vysoce koncentrovaného roztoku NaCl (165 g NaCl na 1 litr roztoku) a postupného zjišťování hloubky chloridové fronty. Po rozlomení tělesa je na jeho lom nanesen dusičnan stříbrný AgNO_3 , při jehož reakci s chloridovými anionty (Cl^-) dojde k tvorbě bílé sraženiny chloridu stříbrného (AgCl). Propagace chloridů do betonu v čase je tím pádem snadno měřitelná, viz Obr. 2.23.



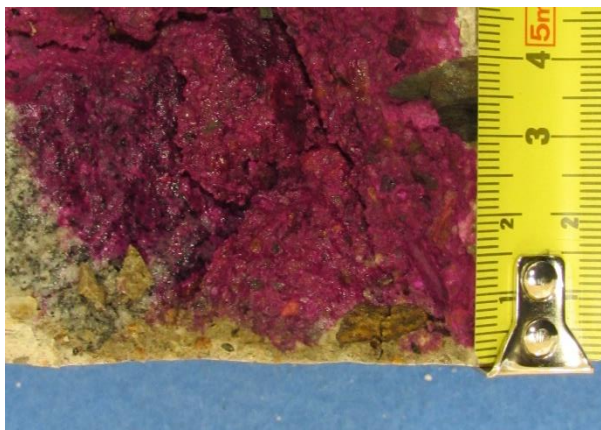
Obr. 2.23.: Pomocí AgNO_3 stanovená hloubka průniku chloridů.

Dalším velmi důležitým parametrem betonu je jeho odolnost proti karbonataci, což je chemický proces, jehož důsledkem je koroze ocelové výztuže. Korozi ocelové výztuže způsobuje mj. voda a kyslík. V mladém betonu je mezi ocelovou výztuží a betonem slabá vrstva oxidů železa, která je velmi hutná a tudíž nepropustná. Krycí vrstva výztuže, tzn. mladý beton, má vysoké pH, a tím chrání zmíněnou vrstvu oxidů železa. V průběhu času se do betonu se vzduchem dostává oxid uhličitý CO_2 , který reaguje s portlanditem obsaženým v betonu:



Jak ubývá $\text{Ca}(\text{OH})_2$, snižuje se pH betonu (krycí vrstvy výztuže), a když pH betonu klesne pod hodnotu 9, rozpadne se vrstvička hutných oxidů železa mezi ocelí a betonem. Dojde k takzvané “depasivaci” výztuže a v tomto okamžiku má k výztuži přístup voda a kyslík a startuje koroze výztuže [2.22].

Odolnost betonu proti karbonataci řeší normy ČSN EN 12390-10 [2.23] a ČSN EN 12390-12 [2.24]. Princip je u obou postupů podobný – po určité době, kdy jsou zkušební betonová tělesa vystavena vzdušnému CO_2 , jsou tělesa rozlomena. Po rozlomení je na lom nastříkán roztok fenolftaleinu, přičemž zkarbonatovaná vrstva betonu se vizuálně nemění, zatímco beton s pH vyšším než 9 se zbarví do fialova, viz Obr. 2.24.



Obr. 2.24.: Stanovení hloubky karbonátace pomocí fenolftaleinového testu.

2.3.3 Stanovení odolnosti cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek

Hodnocení povrchové vrstvy betonu je poměrně komplikované. V předchozích kapitolách 2.3.1 a 2.3.2 byly uvedeny některé metody, pomocí kterých lze stanovit propustnost povrchové vrstvy betonu či odolnost proti propagaci agresivních látek z okolního prostředí. Ačkoliv je propustnost betonu důležitá pro hodnocení jeho trvanlivosti, nejedná se zdaleka o jedinou vlastnost, kterou lze u povrchové vrstvy betonu vyžadovat či kontrolovat. Další je např. stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti vodě a chemickým rozmrazovacím látkám (dále jen CHRL).

V případě, že je betonová konstrukce nebo její část vystavena vodě, střídavému působení kladných a záporných teplot a současně na povrch betonu působí také libovolné rozmrazovací činidlo (nejčastěji posypová sůl a následně vzniklý roztok NaCl), výsledný degradační proces je označován jako odlupování. Je to jeden z hlavních problémů, kterým beton ve smyslu jeho trvanlivosti v klimatických podmínkách střední a severní Evropy čelí. Odlupování, jakožto povrchové poškození, sice neohrožuje kvalitu betonu uvnitř konstrukce, činí jej však náchylným k pronikání vody a dalších agresivních látek do jeho struktury. Tím je pochopitelně snížena celková odolnost betonu a následně životnost konstrukce. O fenoménu odlupování betonu se mimo jiné ví, že:

- poškození povrchové vrstvy je nejhorší, když voda obsahuje určité množství rozpuštěné látky,
- existuje určitá nezávislost míry porušení na povaze rozpuštěné látky (např. soli, alkohol, močovina – u všech těchto látek bylo zjištěno podobné působení),
- poškození povrchové vrstvy se projevuje vznikem malých vloček nebo plátek materiálu odpadávajících z povrchu,
- k samotnému odlupování nedojde bez volné kapaliny na povrchu betonu,
- poškození povrchu betonu je tím větší, čím nižší je teplota zatěžovacího cyklu,

- je důležitější koncentrace solí v kapalině působící na povrch betonu než koncentrace solí v kapalině v pórech vnitřní struktury betonu,
- provzdušňovací přísada obvykle zvyšuje odolnost betonu proti odlupování.

Problém se stanovením odolnosti betonu proti působení vody a CHRL je ten, že existuje mnoho postupů, podle nichž lze beton zkoušet. S nadsázkou lze říci, že každý stát s podobnými klimatickými podmínkami, jako má Česká republika, má vlastní normalizovaný postup. Mezinárodní porovnání betonů je v tomto ohledu tedy skoro nemožné. V České republice patří mezi běžně užívané zkušební metody stanovení odolnosti cementového betonu proti vodě a chemickým rozmrazovacím látkám dle normy ČSN 73 1326 [2.25]. Existuje však i předběžná technická norma ČSN P CEN/TS 12390-9 [2.26], pojednávající o stanovení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování – odlupování. Její metodika je podobnější evropským standardizovaným postupům pro stanovení odolnosti betonu proti zmrazování a tání, ovšem v ČR se zatím příliš nevyužívá.

Norma ČSN 73 1326 byla vydána v roce 1984, kdy zkušební postupy byly určeny především pro cementové betony krytů vozovek, ale i pro betony obecně vystavené působení solí a chemických rozmrazovacích látek. V době vydání norma obsahovala pouze dvě metody zkoušení: metodu A – Metoda automatického cyklování a metodu B – Metoda ruční manipulace se vzorky. Od roku 2003 platí změna normy Z1, která částečně upravuje některá znění původního vydání, ale zejména doplňuje dokument o metodu C – Metoda automatického cyklování II. Na konec označení metody A poté přibyla římská číslovka "I". V dnešní době se metoda B v podstatě nepoužívá.

Metoda A je založena na principu automaticky řízeného cyklického střídání kladných a záporných teplot působících rovnoměrně na celé zkušební těleso ze zkoušeného betonu. Zkušební zařízení (většinou zmrazovací box KD 20) udržuje kladné i záporné teploty po předepsaný čas. Povrch těles musí být ochlazen z +20 °C na -15 °C za dobu 45 až 50 minut. Za stejnou dobu musí dojít ke zpětnému ohřátí a nejvyšší i nejnižší teplota musí být udržována po dobu 15 minut.

Jednotlivá zkušební tělesa (základní tělesem je krychle o hraně 150 mm) jsou během zkoušky umístěna do misek z nekorodujícího materiálu, jež umožňují jednak ponoření zkušebních těles do roztoku chemické rozmrazovací látky a současně zachycení odpadu z povrchu betonu. Jako základní rozmrazovací látka se většinou používá 3% roztok chloridu sodného (NaCl), který je nalit do misky v takovém množství, aby byla zkušební krychle po celém svém obvodu ponořena na výšku 5 ± 1 mm. Zkušební tělesa, kterých musí být pro jeden zkoušený beton alespoň 3 ks, jsou během zmrazování a rozmrazování rovnoměrně rozložena po dně zkušebního automatizovaného cyklovacího zařízení KD 20.

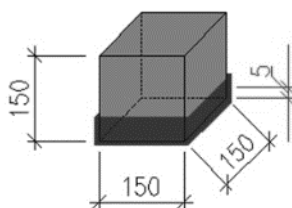
Po každém 25. cyklu jsou zkušební tělesa s miskou vyjmuta z mrazícího boxu a proudem vody ze stříčky jsou splaveny uvolněné částice do misky. Přebytečná kapalina je slita a odpadlé částice jsou vysušeny do konstantní hmotnosti. Jednotlivé odpady jsou zapsány do protokolu pro každé zkušební těleso

po 25 cyklech v gramech. Odolnost povrchu betonu proti působení CHRL je dána hmotností odpadu na jednotku plochy ρ_A v g/m^2 podle vztahu:

$$\rho_A = \frac{\sum m}{A}$$

kde ρ_A je hmotnost odpadu na jednotku plochy v g/m^2 ,
 $\sum m$ je součet dílčích hmotností odpadlých částí v g,
 A je zatěžovaná plocha v m^2 .

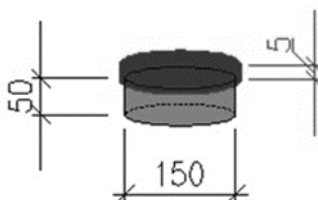
Zkouška je ukončena buď dosažením předepsaného počtu cyklů, nebo dosažením maximální povolené velikosti ρ_A .



Obr. 2.25.: Způsob uložení tělesa do 3% roztoku NaCl dle metody A [2.13].

Metoda C používá také automaticky řízené cyklické střídání kladných a záporných teplot působících rovnoměrně na celé zkušební těleso. Tentokrát je zkušebním tělesem válec průměru 150 mm a výšky minimálně 50 mm, jehož povrch je zalit 3% roztokem NaCl. Může se jednat o vybetonované těleso tvaru válce nebo o jádrový vývrt z konstrukce.

Zkušební těleso se opatří objímkou tak, aby převyšovala jeho povrch nejméně o 10 mm. Pro větší vodotěsnost jsou spáry mezi tělesem a objímkou utěsněny pomocí silikonu či pryskyřicového lepidla. Před zahájením zkoušky se na zkušební těleso nalije voda, která se na něm ponechá minimálně dva dny. Poté se voda slije a na povrch se nalije přibližně 5 mm vysoká vrstva 3% roztoku NaCl. Těleso uložené do automatizovaného cyklovacího zařízení KD 20 je ochlazováno na $-18\text{ }^\circ\text{C}$. Tato teplota je udržována po dobu 3 hodin, pak se musí zvýšit během 30 minut na hodnotu $+5\text{ }^\circ\text{C}$, kde je opět udržována 3 hodiny. Jeden zmrazovací cyklus tedy trvá přes 6 hodin, z čehož vyplývá, že tato zkouška je časově mnohem náročnější než metoda A.



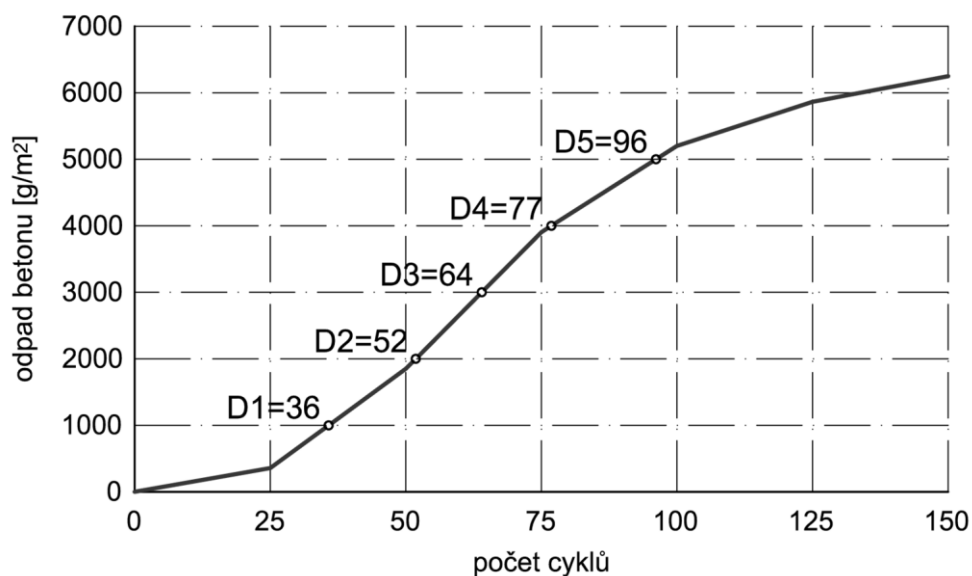
Obr. 2.26.: Způsob umístění 3% roztoku NaCl na zkušební těleso dle metody C [2.13].

Po ukončení 25 cyklů je odpad pomocí stříčky slit a ocelovým kartáčem je očištěn povrch tělesa. V klimatizační skříni poté dojde k vysušení odpadu do konstantní hmotnosti. Na zkušební vzorek se opět nalije voda, která zůstane na zkoušeném povrchu po dobu minimálně jednoho dne, a teprve poté je

možné pokračovat ve zkoušení povrchu pomocí roztoku NaCl. Výpočet odpadu částic z plochy betonu je shodný jako u metody A.

Odolnost povrchu betonu proti působení CHRL (metoda C) se hodnotí pomocí součinitelů D1 až D5. Součinitelé D1 až D5 se získají z grafu stanovením průsečíku čáry odpadů betonu na jednotku plochy s příslušnou souřadnicí odpadu betonu, viz Obr. 2.27. Do grafu jsou vynášeny kumulativní odpady. K určení odpadu po 50 cyklech je tedy nutné sečíst dílčí odpad po 25 cyklech s dílčím odpadem po 50 cyklech atd. Jednotlivé součinitele odolnosti betonu proti působení CHRL norma ČSN 73 1326 definuje takto:

- D1 = počet cyklů, po kterých je odpad betonu 1 000 g/m²,
- D2 = počet cyklů, po kterých je odpad betonu 2 000 g/m²,
- D3 = počet cyklů, po kterých je odpad betonu 3 000 g/m²,
- D4 = počet cyklů, po kterých je odpad betonu 4 000 g/m²,
- D5 = počet cyklů, po kterých je odpad betonu 5 000 g/m².



Obr. 2.27.: Vynesení závislosti odpadu betonu s povrchu tělesa v g/m² na počtu cyklů [2.25].

2.3.4 Stanovení mrazuvzdornosti betonu

V případě, že je betonová konstrukce nebo její část vystavena vodě a současně střídavému působení kladných a záporných teplot bez působení chemických rozmrazovacích látek, jedná se o konvenční působení mrazu na beton – porušení betonu je jiné než v případě působení CHRL. Když je beton v kontaktu s vodou, pak se vlivem jeho nasákavosti dostane voda do jeho pórové struktury. V případě, že dojde k jejímu zmrznutí, objevuje se riziko vzniku nejdříve mikrotrhlin a poté i trhlin v betonu.

Příčinou je expanze vody při změně z kapalného na pevné skupenství. Voda, která se nachází v kapilárních pórech betonu, se začíná měnit na ledovou tříšť

přibližně při teplotě $-0,5\text{ °C}$ (počátek mrznutí vody závisí na velikosti pórů, při -12 °C by však měla zmrznout veškerá kapilární voda). Vzniklý led má oproti vodě v kapalném stavu větší objem přibližně o 9 %. Toto rozpínání vody ve formě ledu vede ke vzniku vnitřního napětí v betonu, a to o velikosti řádově desítek MPa. Výsledkem je porušení vnitřní struktury betonu a následné nevratné snížení jeho základních materiálových vlastností.

A právě na sledování vlastností betonu v průběhu zmrazování a rozmrazování je založeno hodnocení mrazuvzdornosti betonu. V současné době je možné ke stanovení mrazuvzdornosti betonu použít dvou různých norem – ČSN 73 1322 [2.27] a ČSN 73 1380 [2.28]. Jako hlavní hodnotící kritérium uvažuje norma ČSN 73 1322, která beze změn platí již od roku 1968, pokles pevnosti betonu v tahu ohybem. Norma ČSN 73 1380, která vstoupila v platnost v roce 2007, stanovuje mrazuvzdornost pomocí relativního dynamického modulu pružnosti.

Proces zmrazování a rozmrazování je u novější normy poměrně složitý, a proto se v praxi používá sporadicky. Obvykle se beton zkouší podle normy ČSN 73 1322, která jako možné hodnotící kritérium zmiňuje kromě referenční pevnosti v tahu ohybem i výsledky nedestruktivních elektroakustických metod. Jeden zmrazovací a rozmrazovací cyklus dle ČSN 73 1322 sestává ze 4 hodin zmrazování na vzduchu, kdy se teplota vzduchu pohybuje v rozmezí -15 °C až -20 °C , a ze 2 hodin rozmrazování ve vodě o teplotě $+20\text{ °C}$. Jeden zmrazovací a rozmrazovací cyklus tedy trvá 6 hodin. Ochlazování na požadovanou teplotu probíhá plynule po dobu 1,5 hodiny. Zkušební tělesa se podrobují požadovanému počtu cyklů po etapách, nejčastěji po 25 cyklech, tzn. po 1 týdnu.

Norma ČSN 73 1322 udává, že beton lze na daný počet cyklů hodnotit jako mrazuvzdorný, pokud jeho součinitel mrazuvzdornosti (tzn. poměr mezi pevností v tahu ohybem po zmrazování a pevností v tahu ohybem před zmrazováním) neklesne pod hodnotu 0,75.

Míru porušení vnitřní struktury lze podle ČSN 73 1380 určit na základě výpočtu relativního modulu pružnosti dle vztahu:

$$RDM_n = \left(\frac{X_n}{X_0}\right)^2$$

kde RDM_n je relativní dynamický modul pružnosti v tahu a tlaku,

X je stanovená vlastní frekvence zkušebního tělesa v Hz (pomocí rezonanční metody) nebo rychlost UZ vlnění tělesem v m/s (pomocí ultrazvukové impulzové metody),

n je měření po počtu n zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů,

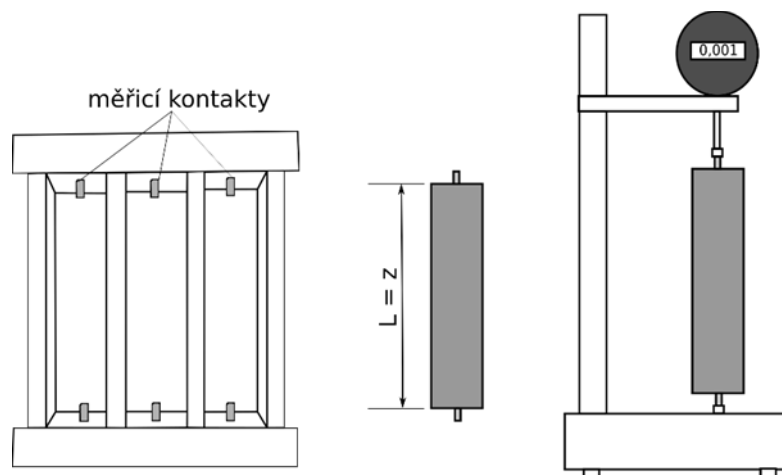
0 je počáteční měření.

RDM je velmi dobrý indikátor kvality betonu vzhledem k působení mrazu. Výhodou je, že se jedná o NDT metodu, proto může být zkušební těleso monitorováno v průběhu celé zkoušky. Nevýhodou je, že norma ČSN 73 1380 neuvádí žádné hodnotící kritérium.

2.3.5 Ostatní vlastnosti

Mezi ostatní, v předchozích částech kapitoly 2 neuvedené vlastnosti betonu patří zcela jistě objemová hmotnost. Ta se u lehkého a těžkého betonu musí ve ztvrdlém stavu určovat vždy. Platí, že lehký beton ve vysušeném stavu musí mít objemovou hmotnost v rozmezí $800 - 2000 \text{ kg/m}^3$ a těžký beton nad hodnotu 2600 kg/m^3 . Objemová hmotnost se určuje podle normy ČSN EN 12390-7 [2.29].

Poslední vlastností, která bude v této části uvedena je smršťování betonu, je smrštění. Smrštění betonu je objemová změna betonu, způsobená chemickými a fyzikálními procesy, doprovázející zrání betonu bez působení mechanického zatížení. Projevuje se změnou absolutního objemu pevné fáze a změnou vnějších rozměrů zkušební tělesa či prvku konstrukce. V praxi rozlišujeme několik typů smrštění, které se liší podstatou jejich vzniku a jejich významnost se mění v závislosti na fázi zrání betonu. V současné době jsou v ČR v platnosti dvě normy pro stanovení smrštění betonu, a to norma ČSN 73 1320 [2.30] z roku 1987 a norma ČSN EN 12390-16 [2.31] z února roku 2020. Obě tyto normy se zabývají stanovením volného smrštění betonu především vlivem vysychání. Princip zkoušky spočívá ve stanovení poměrných délkových přetvoření hranolů, které se vynášejí do grafů v závislosti na čase. Současně se zakresluje průběh teplot a změn vlhkosti vnějšího prostředí [2.13].



Obr. 2.28.: Stanovení smrštění: forma pro výrobu, zkušební těleso, měřicí přístroj [2.13].

2.4 Autotest

Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory.

Otázka 2.1.: Jak je definován beton?

Otázka 2.2.: Jaká vlastnost se u typového betonu ve stavu ztvrdlém zkouší vždy?

Otázka 2.3.: Co je to charakteristická pevnost v tlaku?

Otázka 2.4.: Jakými způsoby lze určit pevnost betonu v tahu?



Otázka 2.5.: Co je modul pružnosti?

Otázka 2.6.: Pomocí jakých metod lze stanovit dynamický modul pružnosti?

Otázka 2.7.: Pomocí jakých zkoušek lze stanovit statický modul pružnosti?

Otázka 2.8.: Jak lze stanovit propustnost betonu?

Otázka 2.9.: Co je to karbonatace?

Otázka 2.10.: Jak se postupuje při zkoušení odolnosti betonu proti mrazu?

2.5 Studijní prameny

2.5.1 Seznam použité literatury



- [2.1] ČSN EN 206 +A2 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [2.2] ČSN P 73 2404 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda -
Doplňující informace
- [2.3] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část
1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [2.4] <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-necharakteristicka-hodnota.html>
- [2.5] ČSN EN 12390-1 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 1: Tvar, rozměry a jiné
požadavky na zkušební tělesa a formy
- [2.6] <https://www.ebeton.cz/pojmy/pevnost-betonu-v-tlaku-zkouska/>
- [2.7] ČSN 73 1318 Stanovení pevnosti betonu v tahu
- [2.8] ČSN EN 1542 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových
konstrukcí – Zkušební metody – Stanovení soudržnosti odtrhovou zkouškou
- [2.9] ČSN EN 12390-6 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 6: Pevnost v příčném
tahu zkušebních těles
- [2.10] ČSN EN 12390-5 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 5: Pevnost v tahu
ohybem zkušebních těles
- [2.11] ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulzová
metoda zkoušení betonu
- [2.12] ČSN EN 12504-4 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 4: Stanovení
rychlosti šíření ultrazvukového impulsu
- [2.13] Kolektiv autorů. Zkušebnictví a technologie – cvičebnice. Brno:
AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, 2022, ISBN 978-80-7623-091-0
- [2.14] ČSN 73 1372 Nedestruktivní zkoušení betonu - Rezonanční metoda
zkoušení betonu
- [2.15] ČSN 73 6174 Stanovení modulu pružnosti a přetvárnosti betonu ze
zkoušky v tahu ohybem

- [2.16] ČSN ISO 1920-10 Zkoušení betonu - Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku
- [2.17] ČSN EN 12390-13 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 13: Stanovení sečnového modulu pružnosti v tlaku
- [2.18] <https://www.ebeton.cz/pojmy/dotvarovani-betonu/>
- [2.19] ČSN EN 12390-8 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou
- [2.20] ČSN EN 12390-11 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 11: Stanovení odolnosti betonu proti chloridům, jednosměrná difuze
- [2.21] ČSN EN 12390-18 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 18: Stanovení koeficientu migrace chloridů
- [2.22] <https://www.ebeton.cz/pojmy/karbonatace-betonu/>
- [2.23] ČSN EN 12390-10 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 10: Stanovení odolnosti betonu proti karbonataci při atmosférické koncentraci oxidu uhličitého
- [2.24] ČSN EN 12390-12 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 12: Stanovení odolnosti betonu proti karbonataci - Metoda zrychlené karbonatace
- [2.25] ČSN 73 1326 Stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek
- [2.26] ČSN P CEN/TS 12390-9 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 9: Odolnost proti zmrazování a rozmrazování v rozmrazovacích solích - Odlupování
- [2.27] ČSN 73 1322 Stanovení mrazuvzdornosti betonu
- [2.28] ČSN 73 1380 Zkoušení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování - Porušení vnitřní struktury
- [2.29] ČSN EN 12390-7 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 7: Objemová hmotnost ztvrdlého betonu
- [2.30] ČSN 73 1320 Stanovení objemových změn betonu
- [2.31] ČSN EN 12390-16 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 16: Stanovení smrštění betonu

2.5.2 Seznam doplňkové studijní literatury

- [2.32] Mario Collepardi. Moderní beton. Praha: INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT s.r.o., 2008, ISBN 978-80-87093-75-7



3 ZKOUŠENÍ KAMENE A KAMENIVA



Horniny jsou spolu se dřevem jedním z nejstarších stavebních materiálů vůbec. Vzhledem k velmi snadné dostupnosti provázely lidskou činnost ve stavebnictví od pradávna a používají se dodnes. Mají výhodné vlastnosti, jako je např. tvrdost, vysoká pevnost v tlaku, nízká nasákavost, odolnost proti poškrábání, dlouhá životnost a odolnost proti přírodním vlivům. V porovnání s minulostí se v současnosti používají jako zdící materiál výrazně méně často. Důležité postavení si však horniny stále zachovávají jako suroviny (složky) pro výrobu jiných stavebních materiálů (např. malta, beton, keramika atd.). Horniny, které jsou zdrojem přírodního kamene pro stavební účely, jsou nesilikátové nerostné suroviny. Mezi ně patří:

- uhličitanové horniny (vápenec, dolomit, magnezit),
- horečnaté horniny (mastek, serpentín),
- síranové horniny (sádrovec, anhydrit).

Používají se na výrobu maltovin, skla, žárovzdorných výrobků. Vápenec se často používá i jako plnivo a pokud je mikromletý, tak i jako příměs do betonu.

Podle původu se horniny dělí na:

- **vyvřelé** (magmatické) – vznikly krystalizací žhavotekuté taveniny nazývané magma,
- **usazené** (sedimentární), které vznikly především zvětráním již existujících hornin a jejich následným transportem, usazením a změnou vlastností zvětralého materiálu jako celku, případně krystalizací z přírodních roztoků nebo činností organismů,
- **přeměněné** (metamorfované), které vznikly strukturální či minerální přestavbou již existujících hornin pod vlivem změněných teplotních nebo tlakových podmínek.

Vyvřelé horniny jsou pro stavebnictví velmi důležité a využívají se v široké míře. Vyznačují se vysokou pevností a objemovou hmotností, naopak nízkou nasákavostí a nízkými tepelně fyzikálními vlastnostmi. Dále vykazují výbornou mrazuvzdornost, vysokou tvrdost a odolnost oproti opotřebení, ale také obtížnou opracovatelnost. Podle podmínek tuhnutí magmatu se vyvřelé horniny dělí na:

- vyvřeliny hlubinné, u kterých krystalizace probíhala pomalu (makroskopicky lze v těchto horninách rozeznat všechny hlavní minerály),
- vyvřeliny žilné, magma proniklo do puklin v zemské kůře, kde proběhla poměrně pomalá krystalizace,
- vyvřeliny výlevné, vznikly velmi rychlou krystalizací magmatu (lávy) na povrchu (jsou velmi jemnozrnné až sklovité).

Horniny usazené (sedimenty) vznikly usazením, případně následným zpevněním částic zvětraných hornin, zbytků odumřelých živočichů nebo chemickým vysrážením z vodních roztoků. Na rozdíl od vyvřelých hornin je jejich původ sekundární. Podle soudržnosti se sedimenty rozdělují na zpevněné

a neuzpevněné (v inženýrské geologii se nazývají zeminy). Usazené horniny se podle vzniku rozdělují na:

- klastické,
- chemické,
- organogenní.

V Tab. 3.1. je uvedena objemová hmotnost a v Tab. 3.2. je uvedena nasákavost vybraných hornin (následně kamenů pro stavební účely dle ČSN 72 1800 [3.1]).

Tab. 3.1.: Minimální objemová hmotnost (OH) hornin.

Skupina	Označení	Hornina (příklad)	Min. OH [Mg/m ³]
Vyvřelé horniny	Hlubinné	Granit (žula), diorit, syenit, gabro	2,5 – 2,8
	Výlevné hutné	Andezit	2,5
	Výlevné pórovité	Trachyt ryolit	2,0 1,6
Metamorfované horniny	Silikátové	Serpentinit, ruly	2,5
	Břidlice	Granulit, fylit	2,6
Sedimentární horniny	Klastické hutné	Hutný pískovec	2,5
	Klastické pórovité	Pórovitý pískovec, opuka	1,8
	Klastické břidličnaté	Jílovitá břidlice	2,5
	Karbonátové pórovité	Pórovitý vápenec	2,3
		Travertin	
Karbonátové hutné	Hutný vápenec	2,6	

Tab. 3.2.: Maximální nasákavost (v % hmotnostně) přírodních kamenů.

Skupina	Označení	Hornina (příklad)	Max. nasákavost
Vyvřelé horniny	Hlubinné	Granit (žula), diorit, syenit, gabro	0,7
	Výlevné hutné	Andezit	5,5
	Výlevné pórovité	Trachyt, ryolit	3,0 9,0
Metamorfované horniny	Silikátové	Serpentinit, ruly	1
	Břidlice	Granulit, fylit	1,5
Sedimentární horniny	Klastické hutné	Hutný pískovec	5
	Klastické pórovité	Pórovitý pískovec, opuka	15
	Klastické břidličnaté	Jílovitá břidlice	2
	Karbonátové pórovité	Pórovitý vápenec	4
		Travertin	
Karbonátové hutné	Hutný vápenec	0,8	

Metamorfované horniny vznikly strukturální nebo minerální přeměnou vyvřelých, usazených i již dříve metamorfovaných hornin, a to pod vlivem působení teplotních, tlakových či chemických procesů. Při přeměně vyvřelých

hornin se jejich původní fyzikální a mechanické vlastnosti většinou zhoršily. Naopak přeměnou usazených hornin se jejich fyzikální vlastnosti zlepšily, protože přeměnou se staly kompaktními horninami. Druhy přeměny přeměněných hornin jsou:

- přeměna dislokační (mechanická),
- přeměna šoková,
- přeměna kontaktní (dotyková),
- přeměna regionální (oblastní).

V Tab. 3.3. je uvedena pevnost v tlaku a v Tab. 3.4. je uvedena pevnost v tahu za ohybu vybraných hornin (následně kamenů pro stavební účely) [3.2].

Tab. 3.3.: Průměrná pevnost v tlaku přírodních kamenů.

Skupina	Označení	Hornina (příklad)	Pevnost v tlaku [MPa]
Vyvřelé horniny	Hlubinné	Granit (žula), diorit, syenit, gabro	90
	Výlevné hutné	Andezit	80
	Výlevné pórovité	Trachyt, ryolit	80 60
Metamorfované horniny	Silikátové	Serpentinit, ruly	60
	Břidlice	Granulit, fylit	-
Sedimentární horniny	Klastické hutné	Hutný pískovec	40
	Klastické pórovité	Pórovitý pískovec, opuka	15
	Klastické břidličnaté	Jílovitá břidlice	-
	Karbonátové pórovité	Pórovitý vápenec	30
		Travertin	
Karbonátové hutné	Hutný vápenec	40	

Tab. 3.4.: Průměrná pevnost v tahu za ohybu přírodních kamenů.

Skupina	Označení	Hornina (příklad)	Pevnost v tahu za ohybu [MPa]
Vyvřelé horniny	Hlubinné	Granit (žula), diorit, syenit, gabro	6
	Výlevné hutné	Andezit	6
	Výlevné pórovité	Trachyt, ryolit	6 7
Metamorfované horniny	Silikátové	Serpentinit, ruly	6
	Břidlice	Granulit, fylit	30
Sedimentární horniny	Klastické hutné	Hutný pískovec	5
	Klastické pórovité	Pórovitý pískovec, opuka	2
	Klastické břidličnaté	Jílovitá břidlice	25
	Karbonátové pórovité	Pórovitý vápenec	5
		Travertin	
Karbonátové hutné	Hutný vápenec	4	

3.1 Stavební kámen

Stavebním kamenem se rozumí hornina, která má vhodné fyzikální, chemické, technologické a estetické vlastnosti a která byla vytěžena z přirozeného prostředí za účelem jejího použití jako konstrukčního prvku různých staveb, ať již v původní či opracované podobě. Proto se na stavebním kameni určují jeho vlastnosti, jejichž základní výčet je předmětem následujících kapitol.



3.1.1 Objemová hmotnost

Podle normy ČSN EN 1936 [3.3] se určí objemová hmotnost po vysušení zkušebních těles na ustálenou hmotnost, a to pomocí vakuového nasycení vodou a vážením ponořených zkušebních těles. Lze také určit otevřená pórovitost. Zkušebních těles, která mohou být získána kotoučovým řezáním nebo jádrovým vrtáním a mohou mít tvar krychle, válce či hranolu, musí být minimálně 6. Jejich zdánlivý objem musí být nejméně 60 ml a poměr plochy jejich povrchu k objemu má být mezi 0,08 a 0,2 mm⁻¹.

Objemová hmotnost se určí ze vztahu:

$$\rho_b = \frac{m_d}{m_s - m_n} \cdot \rho_{rh}$$

kde ρ_b je objemová hmotnost v kg/m³,

m_d je hmotnost vysušeného zkušebního tělesa v g,

m_s je hmotnost nasyceného zkušebního tělesa v g,

m_n je hmotnost zkušebního tělesa ponořeného do vody v g

ρ_{rh} je hustota vody v kg/m³.

3.1.2 Nasákavost

Nasákavost stavebního kamene se určuje podle normy ČSN EN 13755 [3.4]. Pro zkušební tělesa platí stejné podmínky jako u stanovení objemové hmotnosti, a to jak z hlediska jejich počtu, tak jejich tvaru. Nasákavost se vypočítá podle vzorce:

$$A_b = \frac{m_s - m_d}{m_d} \cdot 100$$

kde A_b je nasákavost vodou za atmosférického tlaku v %,

m_d je hmotnost vysušeného zkušebního tělesa v g,

m_s je hmotnost nasyceného zkušebního tělesa v g.

Nasákavost se zaokrouhlí na nejbližší 0,1 %.

3.1.3 Pevnost v tlaku

Stanovením pevnosti v tlaku podle normy ČSN EN 1926 [3.5] se rozumí zjištění maximální síly, které je schopno těleso odolávat při použití rovnoměrně

rozloženého zatížení, které je plynule zvyšováno až do porušení. Zkušební tělesa mají tvar **krychle** o hraně (50 ± 5) mm nebo (70 ± 5) mm nebo **válce** s kruhovým průřezem, jejichž průměr a výška se rovnají (50 ± 5) mm nebo (70 ± 5) mm.

Postranní rozměr nebo průměr tělesa se musí vztáhnout k velikosti největšího zrna v hornině pomocí poměru nejméně 10:1. Osa zkušební tělesa musí být kolmá k plochám anizotropie, např. vrstevným plochám, foliaci atd. Zkoušeno má být minimálně 10 zkušebních těles.

Rozměry průřezu zkušební tělesa se změří na nejbližší 0,1 mm zprůměrováním čtyř měření (dvakrát nahoře a dvakrát dole vždy kolmo na sebe). Pro výpočet plochy průřezu jsou použity aritmetický průměr postranního rozměru ϕ_l nebo aritmetický průměr průměru ϕ_d .

Po umístění tělesa do lisu se zatížení na zkušební těleso vyvíjí plynule za konstantního přírůstku napětí $(1 \pm 0,5)$ MPa/s a zaznamená se maximální zatížení na zkušební těleso F. Pevnost v prostém tlaku R v N/mm² zkušební tělesa se vyjádří jako poměrné zatížení při porušení zkušební tělesa a jeho plochy průřezu před zkoušením. Výsledek zkoušky se vyjádří v MPa nejméně dvěma platnými číslicemi.

3.1.4 Pevnost v tahu za ohybu

Dle normy ČSN EN 12372 [3.6] se vlastnost jmenuje pevnost v tahu za ohybu při soustředném zatížení, což znamená, že se zkouší pomocí tříbodového ohybu. Zkušebních těles jmenovitě tvaru 50x50x300 mm musí být minimálně 10.

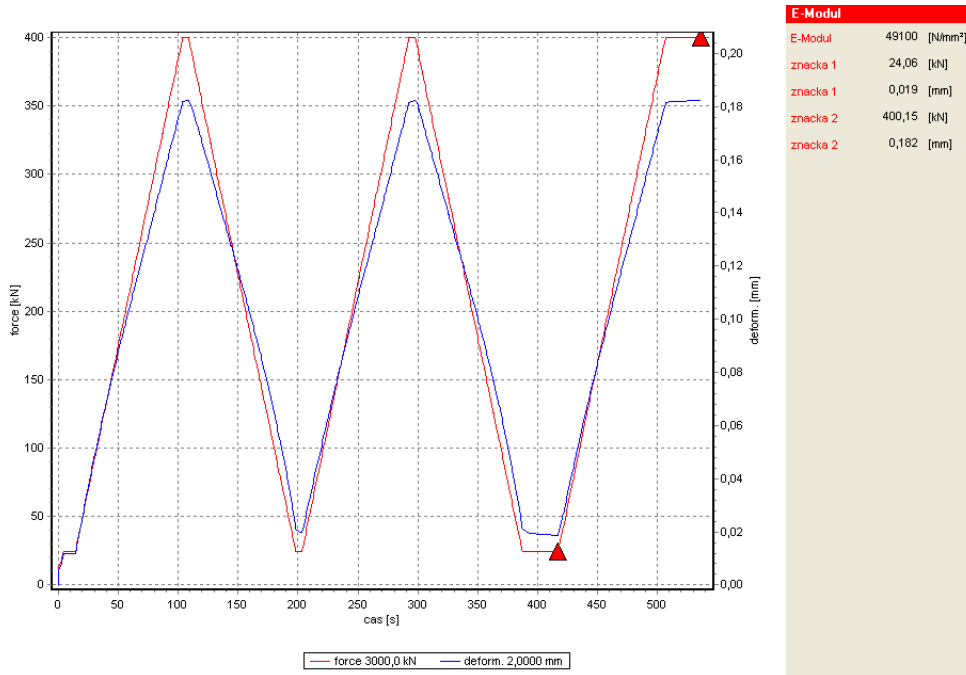
Při zkoušce se rozlišuje, jakým způsobem se vzhledem k plochám anizotropie zatěžuje – rozlišují se tři způsoby. Pevnost se vypočítá ze vztahu pro tříbodový ohyb (viz kapitola 1.5.6). Zatížení se zvyšuje plynule o $0,25 \pm 0,05$ MPa/s. Výsledek se zaokrouhlí na nejbližších 0,1 MPa.

3.1.5 Statický modul pružnosti

Statický modul pružnosti přírodního kamene se zkouší podle normy ČSN EN 14580 [3.7]. Zkouška samotná se příliš neliší od zkoušky modulu pružnosti betonu. Podstatou měření je měření přetvoření zkušební tělesa při jednoosém tlakovém namáhání, přičemž se cykluje mezi základním napětím a horním napětím. Obě napětí by měla přibližně odpovídat 2 % a 33 % průměrné pevnosti v tlaku, která se stanoví podle ČSN EN 1926 před zatěžovací zkouškou.

Zkušební tělesa musí být válce nebo hranoly s půdorysným rozměrem minimálně 50 mm. Štíhlostní poměr těchto těles musí být mezi 2 a 4. Plochy (na něž je přenášeno zatížení) musí být ploché a nesmějí se odchýlit od kolmosti vůči svislé ose zkušební tělesa. Na takovéto zkušební těleso se potom připevní přinejmenším dva tenzometry rovnoběžně s jeho osou. Umístění tenzometrů musí být symetrické kolem středu tělesa a rovnoměrně vzdálené od obou konců tělesa, přičemž nesmějí být blíže jakémukoliv okraji zkušební tělesa, než je vzdálenost rovná polovině průměru pro válcová a polovině delšího půdorysného rozměru hranolovitých zkušebních těles. Po vycentrování tělesa ve zkušebním lisu se zkušební těleso podrobuje zatěžovacím a odlehčovacím

cyklům při konstantní rychlosti zatěžování ($0,5 \pm 0,2$) MPa/s. Měření zatížení a odpovídajícího přetvoření se provádí minimálně před třetím zatěžovacím cyklem a během třetího zatěžovacího cyklu (viz Obr. 3.1). Po dokončení měření se zkušební těleso zatěžuje až do porušení. Stejně jako u zkoušek statického modulu pružnosti v tlaku u betonu i zde platí, že pokud se pevnost v tlaku zkušební tělesa liší od průměrné hodnoty o více než 20 %, musí se to uvést do protokolu o zkoušce [3.8].



Obr. 3.1.: Záznam měření statického modulu pružnosti přírodního kamene: červená křivka je působící tlaková síla a modrá křivka je průměrná podélná deformace zkušební tělesa.

Pro výpočet statického modulu pružnosti se následně využije vztah:

$$E_b = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_0 - \sigma_U}{\varepsilon_0 - \varepsilon_U}$$

kde E_b je statický modul pružnosti v MPa,

σ_U je základní zatížení rovnající se přibližně 2 % ze střední hodnoty zjištěné pevnosti v tlaku před třetím zatěžovacím cyklem v MPa,

σ_0 je horní zatížení rovnající se přibližně 33 % ze střední hodnoty zjištěné pevnosti v tlaku během třetího zatěžovacího cyklu v MPa,

ε_U je střední jednotkové přetvoření při základním zatížení na konci držení napětí σ_U v posledním cyklu,

ε_0 je střední jednotkové přetvoření při horním zatížení na konci držení napětí σ_0 v posledním cyklu.

Výsledky se musí vyjádřit v MPa a na to nejméně na tři platná čísla.

3.1.6 Dynamický modul pružnosti

Podle normy ČSN EN 14146 [3.9] je možné pomocí rezonanční frekvence stanovit dynamický modul pružnosti. Postup je shodný s postupem v normě ČSN 73 1372, který je podrobně popsán v kapitole 2.2.1. Zkušebních těles musí být nejméně 6 a musí se jednat o válce nebo hranoly s čtvercovým nebo obdélníkovým půdorysem, přičemž jejich délka musí být alespoň dvojnásobek největšího příčného rozměru.

3.1.7 Mrazuvzdornost

Podle normy ČSN EN 12371 [3.10] lze stanovit mrazuvzdornost přírodního kamene. Během zkoušky je nutné sledovat teplotu uvnitř kamene. Proto je nutné mít k dispozici 7 zkušebních těles o rozměrech 50 x 50 x 300 mm, neboť 6 je určeno pro samotnou zkoušku a v tom sedmém je umístěno teplotní čidlo, podle kterého se řídí teplotní cyklus, viz Tab. 3.5.

Tab. 3.5.: Stadia zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů.

Fáze cyklu	Teplota ve středu sledovaného tělesa	Čas
Začátek cyklu T_0	$\geq +5\text{ °C} \leq +20\text{ °C}$	T_0
Stadium 1	$\leq 0\text{ °C} \geq -8\text{ °C}$	$T_0 + 2,0$ hod.
Stadium 2	$\leq -8\text{ °C} \geq -12\text{ °C}$	$T_0 + 6,0$ hod.
Stadium 3 (Za $T_0 + 6,5$ hod.)	Úplné ponoření	$T_0 + 6,5$ hod.
Stadium 4	$\geq +5\text{ °C} \leq +20\text{ °C}$	$T_0 + 9,0$ hod.
Stadium 5	$\geq +5\text{ °C} \leq +20\text{ °C}$	$T_0 + 12,0$ hod.

Před zkoušením a po 14, 56, 84 a 188 zmrazovacích a rozmrazovacích cyklech je provedena vizuální kontrola a také měření dynamického modulu pružnosti. Zde se však (na rozdíl od zkoušení betonu) nepočítá relativní dynamický modul pružnosti, ale procentní snížení dynamického modulu pružnosti podle vztahu:

$$\Delta E = \frac{(E_0 - E_n) \cdot 100}{E_0}$$

kde ΔE je snížení dynamického modulu pružnosti v %,

E_0 je počáteční měření ve vysušeném stavu provedené před začátkem cyklů,

σ_0 je měření po n cyklech ve vysušeném stavu.

Počet cyklů, po nichž snížení dynamického modulu pružnosti dosáhne 30 %, musí být zaznamenán.

Na základě vizuální kontroly s každé těleso po n cyklech zařadí do jednoho ze stupňů 0 (těleso je neporušeno) až 4 (těleso s významnými trhlinami nebo rozlomené na dva nebo více kusů, anebo zcela rozpadlé). Zkouška pokračuje, dokud nejsou alespoň dvě zkušební tělesa klasifikována jako porušená, což je buď zařazení do stupně 3 dle vizuální prohlídky, anebo snížení ΔE o 30 % a více procent.

3.1.8 Další zkoušky přírodního kamene

Na zkušebních tělesech ze stavebního kamene je kromě výše uvedených vlastností možné stanovit ještě např.:

- součinitel nasákavosti vodou působením vzlínivosti,
- odolnost proti krystalizaci solí,
- odolnost proti tepelnému šoku,
- odolnost proti obrusu,
- lomovou energii atd.

3.2 Kamenivo

Kamenivo je zrnitý anorganický materiál, který může být přírodního nebo umělého původu a který je určený pro stavební účely. Kamenivo se ve stavební praxi používá zejména:



- jako plnivo pro výrobu malt a betonů,
- k tvorbě uměle zhutněných vrstev (v silničním a železničním stavitelství),
- k dekoračním účelům.

Hlavní funkcí kameniva je vytvoření relativně pevné a tlakově odolné kostry, která vzniká vzájemným opřením a zaklíněním zrn.

Kamenivo lze dělit následujícími způsoby podle:

- původu (přírodní, umělé, recyklované),
- podle způsobu vzniku (těžené – viz Obr. 3.2, drcené – viz Obr. 3.3, těžené předdrcené),
- velikosti zrn (drobné, hrubé, jemné částice, směs kameniva, filer),
- objemové hmotnosti (pórovité, hutné kamenivo, těžké).



Obr. 3.2.: Ukázka těžného kameniva [3.11].



Obr. 3.3.: Ukázka drceného kameniva [3.11].

3.2.1 Stanovení zrnitosti kameniva

Zkouška se skládá z rozřídění a oddělení materiálu pomocí sady sít do několika frakcí se sestupnou velikostí otvorů a provádí se podle normy ČSN EN 933-1 [3.12]. Otvory sít a počet sít jsou vybrány dle druhu vzorku a požadované přesnosti. Hmotnost částic, které zůstanou na jednotlivých sítích, se porovnává s původní hmotností materiálu. Výsledkem je součet propadu jednotlivými sítí v procentech, pokud se to vyžaduje, vyjádří se výsledek prosévací zkoušky graficky.

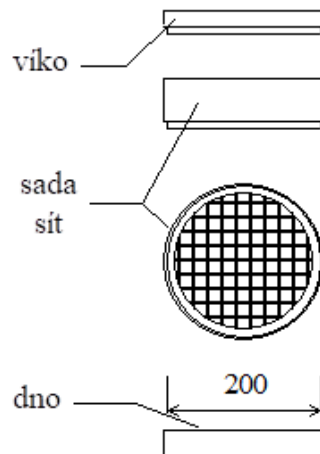
Zkušební navážka se vysuší při teplotě 110 ± 5 °C do ustálené hmotnosti. Nechá se vychladnout, zváží se a zaznamená hmotnost M_1 . Vysušený materiál se nasype na síta, která jsou sestavena do sloupce, přičemž síto nahoře má největší otvory a postupně dolů jsou síta s menšími otvory. Na horním sítu je víko a pod dolním je dno. Soustavou sít otřásáme strojně nebo ručně. Prosévání je možno ukončit, když zůstatek na sítě se během prosévání po dobu 1 minuty nemění o více než 1,0 %. Po provedení prosévání se zváží zůstatek na každém síte a označí se R_1 až R_n , přičemž R_1 je hmotnost zůstatku na sítě s největšími otvory, R_n je hmotnost navážky na sítě s nejmenšími otvory. Pokud jemné částice propadly sítu na dno, zaznamená se jejich hmotnost jako P.

Všechny hmotnosti se zaznamenají ve zkušebním protokolu. Vypočtou se hmotnosti zůstatků na každém síte jako procento hmotnosti proseté navážky

M₂. Vypočtou se součtová procenta hmotností zrn z původní navážky, která propadla každým sítím odshora dolů. Hmotnost každé zkušební navážky kameniva se řídí maximálním zrnem zkoušeného kameniva. Navážky kameniva s objemovou hmotností zrn mezi 2,0 Mg/m³ a 3,0 Mg/m³ jsou uvedeny v Tab. 3.6.

Tab. 3.6.: Hmotnost zkušebních navážek pro hutné kamenivo.

Velikost zrna kameniva D (největší) [mm]	Hmotnost zkušební navážky (nejmenší) [kg]
90	80
63	40
32	10
16	2,6
8	0,6
≤ 4	0,2



Obr. 3.4.: Normová sada sít [3.13].

Tab. 3.7.: Rozměry otvorů základní sady kontrolních sít.

Rozměr otvoru [mm]
125
63
31,5
16
8
4
2
1
0,500
0,250
0,125
0,063

Dílčí zbytek a_i na každém síti se vypočte jako procento hmotnosti proseté navážky M_2 dle vztahu:

$$a_i = \frac{R_i}{M_2} \cdot 100$$

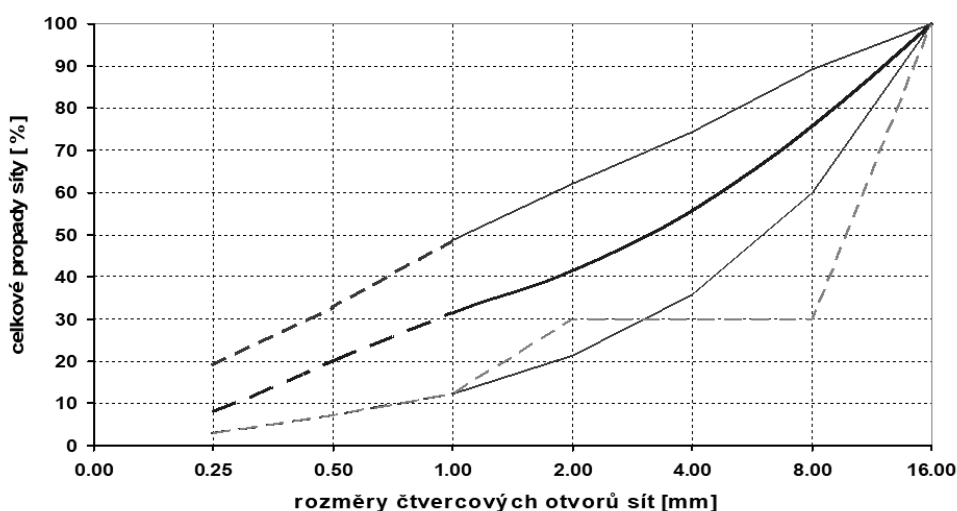
Celkový zbytek na každém síti A_i v % se vypočte jako součet dílčího zbytku na síti a dílčích zbytků na všech sítích s většími otvory použité prosévací sady dle vztahu:

$$A_i = a_i + a_{i+1} + a_{i+2} + \dots + \varepsilon_n$$

Celkový propad každým sítem Z_i v % určíme jako doplněk celkového zbytku do 100 % dle vztahu

$$AZ_i = 100 - A_i$$

Všechna vypočtená procenta zůstatků a propadů zaokrouhlujeme na 0,1 %.



Obr. 3.5.: Sítový rozbor několika kameniv [3.13].

3.2.2 Stanovení obsahu jemných částí z prosévací zkoušky

Jemné částice jsou zrna kameniva, která propadnou sítem 0,063 mm. Obsah jemných částic se stanovuje podle normy ČSN EN 933-1 při prosévací zkoušce kameniva frakce 0 - 16 mm jako procento jemných částic, které propadly sítem 63 μm . Výsledkem je posouzení, zda obsah jemných částic nepřekračuje maximální doporučené hodnoty dle ČSN EN 12620+A1 [3.14].

Jemné částice se mohou považovat za neškodné, pokud je splněna kterákoliv z podmínek:

- celkový obsah jemných částic je menší než 3 % nebo jiná hodnota podle předpisů platných v místě použití kameniva,
- hodnota ekvivalentu písku (SE) je větší než specifikovaná spodní mez,
- hodnota methylenové modře (MB) je větší než specifikovaná spodní mez,
- pokud je potvrzeno vyhovující provedení se známým kamenivem, nebo kde je důkaz o vyhovujícím používání s dobrými zkušenostmi bez problémů.

3.2.3 Stanovení objemové hmotnosti zrn

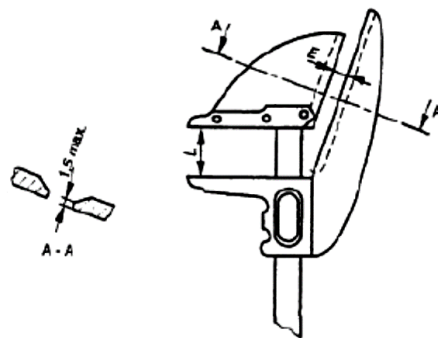
Zkoušku, která je popsána v normě ČSN EN 1097-6 [3.15], lze provádět pomocí tří postupů:

- metoda s drátěným košem pro zrna kameniva propadlá zkušební sítí 63 mm a zachycená na zkušební sítě 31,5 mm,
- pyknometrická metoda pro kameniva propadlá zkušební sítí 31,5 mm a zachycená na zkušební sítě 4 mm,
- pyknometrická metoda pro kameniva propadlá zkušební sítí 4 mm a zachycená na zkušební sítě 0,063 mm.

Principem je zjištění hmotnosti a objemu zkušební vzorku a vypočtení objemové hmotnosti zrn v Mg/m^3 jako poměr hmotnosti k objemu. Hmotnost se stanoví zvážením vodou nasycené a povrchově osušené zkušební navážky a opětovným zvážením po vysušení v sušárně. Objem se stanoví buď pomocí Archimedova zákona, anebo z hmotnosti vytlačené vody vážením při pyknometrické metodě.

3.2.4 Stanovení tvaru zrn – tvarový index SI

Podstatou zkoušky, která se provádí dle normy ČSN EN 933-4 [3.16], je rozřídování jednotlivých zrn kameniva na základě poměru jejich délky L ku tloušťce E , obvykle pomocí dvoučelistového posuvného měřítka (Obr. 3.6). Tvarový index se pak vypočte jako hmotnostní podíl zrn, jejichž poměr rozměrů L/E je větší než 3, a vyjádří se jako procento celkové hmotnosti zkoušených zrn. Zkušební postup je vhodný pro frakce kameniva d_i/D_i , přičemž $D_i \leq 63$ mm a $d_i \geq 4$ mm.



Obr. 3.6.: Dvoučelistové posuvné měřítko [3.13].

Vzorek se vysuší při teplotě 110 ± 5 °C do ustálené hmotnosti. Proseje se na příslušných sítích tak, aby bylo dosaženo úplné oddělení zrn větších než 4 mm. Vyřadí se zrna, která zůstanou na zkušební sítě 63 mm a ta, která propadnou zkušební sítí 4 mm. Zaznamená se hmotnost zkušební navážky jako M_0 .

Ze zkušební navážky ze vzorku, pro který platí $D \leq 2d$, se proséváním odstraní všechna zrna menší než d_i a větší než D_i . Zaznamená se hmotnost upraveného vzorku jako M_1 . Posoudí se délka L a tloušťka E každého zrna pomocí dvoučelistového posuvného měřítka. Odloží se zrna, která mají rozměrový

součinitel $L/E > 3$. Tato zrna jsou klasifikována jako nekubického tvaru. Hmotnost nekubických zrn se zaznamená jako M_2 .

Zkušební navážky ze vzorků, pro které platí $D > 2d$, musí být odděleny na jednotlivá zrnění d_i/D_i , kde $D_i \leq 2 \cdot d_i$. Zkouška musí být provedena na každém zrnění kameniva d_i/D_i , kde $D_i \leq 2 \cdot d_i$. Přitom d_i/D_i je zrnění kameniva, které znamená, že zrna kameniva propadnou sítí s většími otvory (D_i) a zůstanou na síti s menšími otvory (d_i).

3.2.5 Stanovení sypné hmotnosti a mezerovitosti volně sypaného kameniva

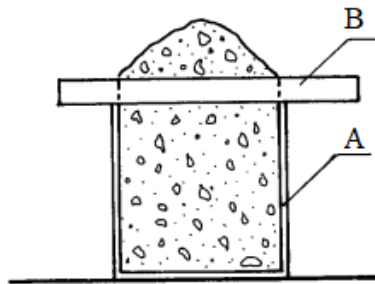
Sypná hmotnost volně sypaného kameniva, která se zkouší podle normy ČSN EN 1097-3 [3.17] je hodnota, která se získá z hmotnosti vysušeného kameniva, které je volně nasypáno do odměrné nádoby a podělí se objemem této nádoby. Dle přílohy D normy ČSN EN 1097-3 lze sypnou hmotnost určit také u zhutněného kameniva. Tato sypná hmotnost je hodnota, která se získá z hmotnosti vysušeného kameniva, které je volně nasypáno a následně zhutněno v odměrné nádobě, a podělí se objemem této nádoby. Při uvádění výsledků je nutno vždy uvést způsob hutnění. Mezerovitost kameniva je pak podíl objemu mezer mezi zrny v celkovém objemu kameniva v odměrné nádobě. Mezerovitost je určena v procentech a vypočte se ze sypné hmotnosti volně sypaného (a opět je možné i zhutněného) kameniva a objemové hmotnosti zrn kameniva.

Pro zkoušku se připraví dílčí navážka. Vzorek se vysuší v sušárně při teplotě 110 ± 5 °C do ustálené hmotnosti. Každá dílčí navážka musí mít 120 % až 150 % hmotnosti potřebné pro naplnění nádoby. Nejmenší rozměr nádoby je určen v závislosti na zrnění zkoušeného kameniva.

Tab. 3.8.: Nejmenší objem nádoby v závislosti na zrnění kameniva.

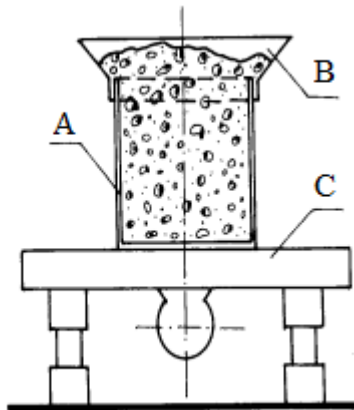
Horní zrno kameniva (D) [mm]	Objem nádoby [l]
Do 4	1,0
Do 16	5,0
Do 31,5	10,0
Do 63	20,0

Nejdříve se zváží prázdná, suchá a čistá nádoba (m_1). Nádoba se umístí na vodorovnou plochu a lopatkou se přeplní kamenivem. Při plnění je nutné zabránit segregaci kameniva opřením lopatky o horní okraj nádoby. Konec lopatky nesmí být výše než 50 mm nad horním okrajem nádoby. Opatrně se odstraní přebytečné kamenivo nad horním okrajem nádoby, přičemž je nutno zabránit segregaci kameniva na povrchu. Povrch kameniva se opatrně zarovná pravítkem tak, aby nedošlo ke zhutnění jakékoliv části povrchu, viz Obr. 3.7. Poté se zváží naplněná nádoba a zaznamená se její hmotnost na 0,1 g (m_2).



Obr. 3.7.: Sypná hmotnost volně sypaného kameniva: A – válcová nádoba, B – ocelové pravítko [3.13].

Pokud se jedná o určení sypné hmotnosti zhutněného kameniva, pak se obsah kameniva v nádobě před vážením zhutní předepsaným způsobem (Obr. 3.8) a u výsledku se uvede způsob hutnění. V případě sypné hmotnosti volně sypaného kameniva s přirozenou vlhkostí je nutno vedle výsledku uvést vlhkost kameniva v okamžiku zkoušení.



Obr. 3.8.: Sypná hmotnost zhutněného kameniva: A – válcová nádoba, B – snímatelný nástavec, C – vibrační stolek [3.13].

Mezerovitost kameniva se pak vypočte ze stanovené sypné hmotnosti ρ_b a příslušné objemové hmotnosti ρ_p zjištěné podle normy ČSN EN 1097-6 (viz kapitola 3.2.3).

3.2.6 Další vlastnosti kameniva

U kameniva lze mj. stanovit také další vlastnosti:

- index plochosti – jedná se o podobnou zkoušku jako je tvarový index (kapitola 3.2.4), pouze se vzorek kameniva prosévá na tyčových sítích,
- odolnost proti otěru dle ČSN EN 1097-1 [3.18] – jedná se o měření otěru způsobeného třením mezi kamenivem a abrazivní náplní v otáčejícím se bubnu za stanovených podmínek; zkouškou se stanoví součinitel mikro-Deval, který se vypočte po ukončení otáčení jako procentní podíl zbytku na síti 1,6 mm,
- odolnost proti drcení dle normy ČSN EN 1097-2 [3.19] – vzorek kameniva se válí s ocelovými koulemi v otáčecím bubnu a po dokončení otáčení se

stanoví množství materiálu zachyceného na síť 1,6 mm; výsledkem je součinitel Los Angeles,

- odolnost proti zmrazování a rozmrazování dle normy ČSN EN 1367-1 [3.20] – zkušební navážka kameniva se po nasáknutí vodou vystaví 10 cyklům zmrazování (-17,5 °C) a rozmrazování (+20 °C), poté se provede prosátí přes síto poloviční velikosti otvoru než je dolní síto zkoušené frakce a propad sítem se vztáhne k původní navážce a vyjádří se v %.

3.3 Autotest



Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory.

Otázka 3.1.: Jak se dělí horniny podle původu?

Otázka 3.2.: Jaká jsou základní zkušební tělesa pro pevnostní zkoušky stavebního kamene?

Otázka 3.3.: Jakým způsobem se hodnotí mrazuvzdornost stavebního kamene?

Otázka 3.4.: Podle čeho je možné dělit kamenivo?

Otázka 3.5.: Jaký je princip stanovení zrnitosti kameniva?

Otázka 3.6.: Jaké jsou základní metody pro stanovení objemové hmotnosti zrn?

Otázka 3.7.: Jaký je limitní poměr rozměrů (délka/příčný rozměr) zrn kameniva u zkoušky tvarového indexu?

3.4 Studijní prameny

3.4.1 Seznam použité literatury



[3.1] ČSN 72 1800 Přírodní stavební kámen pro kamenické výrobky. Technické požadavky

[3.2] SVOBODA, Luboš. Stavební hmoty. 2. přeprac. a dopl. vyd. Bratislava: Jaga, 2007. ISBN 8080760578. Dostupné elektronicky: <https://k123.fsv.cvut.cz/media/subjects/files/123SH01/kniha-stavebni-hmoty.pdf>

[3.3] ČSN EN 1936 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení měrné a objemové hmotnosti a celkové a otevřené pórovitosti

[3.4] ČSN EN 13755 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení nasákavosti vodou za atmosférického tlaku

[3.5] ČSN EN 1926 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení pevnosti v prostém tlaku

[3.6] ČSN EN 12372 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení pevnosti za ohybu při soustředném zatížení

- [3.7] ČSN EN 14580 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení statického modulu pružnosti
- [3.8] Michaela Hoduláková Modul pružnosti přírodního kamene. Brno, 2015. 60 s., 15 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Dalibor Kocáb
- [3.9] ČSN EN 14146 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení dynamického modulu pružnosti (pomocí základní rezonanční frekvence)
- [3.10] ČSN EN 12371 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení mrazuvzdornosti
- [3.11] <https://www.heidelbergcement.cz/cs/kamenivo/>
- [3.12] ČSN EN 933-1 Zkoušení geometrických vlastností kameniva - Část 1: Stanovení zrnitosti - Sítový rozbor
- [3.13] Kolektiv autorů: Stavební látky – cvičebnice. Brno: AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM®, s.r.o. 2014
- [3.14] ČSN EN 12620+A1 Kamenivo do betonu
- [3.15] ČSN EN 1097-6 Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva - Část 6: Stanovení objemové hmotnosti zrn a nasákavosti
- [3.16] ČSN EN 933-4 Zkoušení geometrických vlastností kameniva - Část 4: Stanovení tvaru zrn - Tvarový index
- [3.17] ČSN EN 1097-3 Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva - Část 3: Stanovení sypané hmotnosti a mezerovitosti volně sypaného kameniva
- [3.18] ČSN EN 1097-1 Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva - Část 1: Stanovení odolnosti proti otěru (mikro-Deval)
- [3.19] ČSN EN 1097-2 Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva - Část 2: Metody pro stanovení odolnosti proti drcení
- [3.20] ČSN EN 1367-1 Zkoušení odolnosti kameniva vůči teplotě a zvětrávání - Část 1: Stanovení odolnosti proti zmrazování a rozmrazování

3.4.2 Seznam doplňkové studijní literatury

- [2.21] A. M. Neville, Properties of Concrete 5th ed. Pearson Education Limited, Harlow, UK, 2011



4 NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠENÍ BETONU

4.1 Úvod do nedestruktivního zkoušení betonu



Nedestruktivní metody zkoušení většinou povrch zkoušené konstrukce nepoškodí, pouze u některých tvrdoměrných metod se zkoušené místo upraví sbroušením, příp. vrypem nebo vtiskem. 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.

4.1.1 Původní české normy

Původní normy pro zkoušení betonu v konstrukcích lze charakterizovat jako poměrně podrobné návody pro plánování, provádění a vyhodnocování zkoušek, které byly vzájemně sladěny. Jsou stále platné, byly harmonizovány s normami evropskými a vydány znovu v letech 2011-2012. Jedná se o:

- ČSN 73 2011:2012 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Norma, původně vydaná v roce 1986, platí pro nedestruktivní zkoušení stavebních konstrukcí a dílců z prostého, železového a předepjatého obyčejného hutného betonu. V roce 2012 byla vydána znovu jako harmonizovaná s cílem nebýt v rozporu s evropskými normami.
- ČSN 73 1370 Nedestruktivní zkoušení betonu. Praha, ÚNMZ, 2011.
- ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu. Praha, ÚNMZ, 2011.
- ČSN 73 1373 Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. Praha, ÚNMZ, 2011.

4.1.2 Normy evropské a mezinárodní, převzaté jako ČSN

Od roku 2001 vycházely u nás postupně evropské normy pro zkoušení betonu v konstrukcích, v období 2019-2023 byly zásadně aktualizovány:

- ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. Norma uvádí dva odlišné postupy – pro stanovení pevnostní třídy betonu existující konstrukce a pro ověření pevnostní třídy betonu nové konstrukce v případě pochybností o jeho kvalitě.
- ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. Praha, ÚNMZ, 2021.
- ČSN EN 12504-2 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem. Praha, ÚNMZ, 2021.
- ČSN EN 12504-4:2005 Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu. Praha, ÚNMZ, 2021.

4.2 Tvrdoměrné zkoušení betonu

Definice

Tvrdoměrné zkoušení – 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.



4.2.1 Využití tvrdoměrných metod

Tvrdoměrné metody patřily a stále ještě patří k nejpoužívanějším nedestruktivním metodám ve stavebnictví. 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 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 regresního vztahu, bylo na výsledky zkoušek nahlíženo stejně, jako by byly získány na zkušebních krychlích. Dalším důvodem jejich oblíbenosti byl a je 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. Tvrdoměrné metody jako nepřímé mohou být nadále použity ke stanovení pevnosti v tlaku, ovšem referenční metodou je zkoušení na vývrtech.



4.2.2 Rozdělení tvrdoměrů

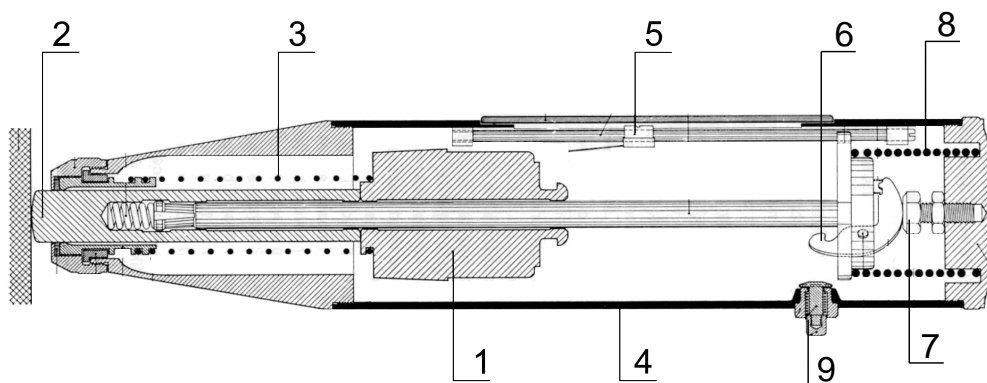
Na trhu je několik typů a velikostí tvrdoměrů pro zkoušení různých druhů betonů a různě velkých prvků. Liší se energií provedeného rázu, velikostí i mechanickou konstrukcí. Každý typ tvrdoměru se má používat pouze pro pevnostní třídy a druhy materiálu, pro který je určen. Největší sortiment tvrdoměrů můžeme nalézt u firmy Proceq, výrobce originálního tvrdoměru Schmidt (ovšem patentová ochrana již vypršela, známé jsou tvrdoměry z Itálie nebo Číny). Základním tvrdoměrem je **Original Schmidt**. Podle velikosti energie vyvinuté při zkušebním rázu rozlišujeme 2 typy:

typu N, s rázovou energií 2,207 Nm,

typu L, s energií přibližně 0,736 Nm.

Dříve vyráběné typy M, P a PT se již v ČR nepoužívají, podobně jako jiné typy tvrdoměrů (vnikací, vtiskové).

Odrasový tvrdoměr se sestává z beranu s pružinou, která po uvolnění vymršťuje beran na ocelový razník. Zjednodušenou funkci odrazového tvrdoměru ukazuje schéma na Obr. 4.1.



Obr. 4.1.: Schéma odrazového tvrdoměru: 1) beran, 2) razník, 3) tažná pružina, 4) pouzdro, 5) vlečný ukazatel, 6) západka, 7) dorazový šroub, 8) tlačná pružina, 9) aretační kolík.

Beran (1) je držen v určité vzdálenosti od razníku (2). Tažná pružina (3) je jedním koncem upnuta k pouzdru (4) a druhým k beranu (1). Při zkoušce se opře úderník svým kulovitým koncem o povrch betonu a tlakem na pouzdro směrem k betonu se napíná tažná pružina. V nastavené poloze je uvolněn beran (západka (6) se uvolní o dorazový šroub (7)), který pak dopadne na razník. Při nastalém rázu se energie pohybu beranu projeví jednak vtiskem razníku do povrchu betonu a jednak odrazem beranu zpět. Velikost odrazu (délka vratné dráhy beranu) závisí na tvrdosti materiálu. Při zpětném pohybu beran posune značku na stupnici (5). Přístroj je možno aretovat (9) v poloze po provedení rázu. Značka přitom zůstane na ukazateli stát. Při odaretování se posune značka na výchozí polohu, beran se znovu zavěsí a zkoušku je možno provést na dalším místě. Toto schéma platí pouze pro Original Schmidt N, L (Obr. 4.2.). U moderních typů Original Schmidt Live a OS8000 (Obr. 4.3.) je ponechána mechanická stupnice, ale navíc se na displeji přístroje objeví číselná hodnota, která je automaticky přenesena do mobilu nebo na tiskárnu.



Obr. 4.2.: Tvrdoměr Original Schmidt N [Scr 1].



Obr. 4.3.: Tvrdoměr OS8000 se záznamem naměřených dat do mobilu [Scr 1].

4.2.3 Tvrdoměr SilverSchmidt

Tvrdoměrné zkušební kladívko SilverSchmidt (Obr. 4.4.) je moderní variantou kladívka Original Schmidt. Tvrdoměry typu Silver Schmidt N, L (v novější verzi OS8200) mají uvnitř navíc optická čidla, která zaznamenávají rychlost dopadu a odrazu beranu. Odečítání se zobrazuje na displeji a může být automaticky převedeno na pevnost v tlaku. Rozsah měření se zvýšil na cca 10–100 MPa.



Obr. 4.4.: Digitální integrovaný tvrdoměr Silver Schmidt N se záznamem naměřených dat [foto P. Cikrle].

Na rozdíl od hodnoty odskoku „R“ (originál Schmidt) měří novou hodnotu „Q“, představující koeficient odrazu:

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

Kladívko SilverSchmidt 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 (nevyžaduje korekci směru) a na relativní rychlosti mezi kladívkem a vzorkem (např. při uchycení).

4.2.4 Obecné zásady použití tvrdoměrných metod

Pomocí tvrdoměrů se zkouší beton povrchových vrstev (cementový tmel).

Při použití tvrdoměrných metod se předpokládá (pokud nebyla zjištěna vrstevnatost betonu), že pevnost betonu v tlaku je stejná do hloubky 200 mm.

Použitelnost základních odrazových tvrdoměrů s ohledem na tloušťku, pevnost v tlaku, vlhkost stanoví Tab. 4.1, převzatá z normy ČSN 73 1373 a doplněná údaji od výrobce Proceq. V tabulce jsou již uvedeny zcela nové údaje týkající se moderního přístroje Silver Schmidt N s integrovanou digitální jednotkou. Pokud se na přístroj osadí hříbovitý nástavec, lze zkoušet i betony nízkých pevností, např. krátce po odformování nebo odbednění.

Tab. 4.1.: Rozsah použití odrazových tvrdoměrů.

Použitý tvrdoměr	Krychelná pevnost betonu [MPa]	Nejmenší tloušťka vrstvy betonu [mm]
Original Schmidt N	17 až 60	100
Original Schmidt L	13 až 50	60
Silver Schmidt N	10 až 100	100
Silver Schmidt L s hříbovitým nástavcem	5 až 30	60

4.2.5 Metoda Schmidtových tvrdoměrů podle ČSN 73 1373 [4.3]

Podstatou zkoušky je stanovení pevnosti v tlaku betonu z hodnoty odrazu (odskoku) přístroje od povrchu betonu.

4.2.5.1 Kontrolní kovadlina

Zkušební přístroje se metrologicky ošetřují na kovadlině. Před každým měřením souboru zkušebních míst se velikost odrazu kontroluje na kalibrační kovadlině. Kalibrační kovadlina má tvrdost min. 52 HRC, průměr cca 150 mm a hmotnost 16 ± 1 kg. Hodnota na kovadlině má vykázat hodnotu stanovenou výrobcem pro daný typ přístroje.

4.2.5.2 Zkušební místo

Pevnost betonu se určuje z tvrdosti cementové malty. Za jedno zkušební místo považujeme takové místo na povrchu konstrukce anebo vzorku, kde předepsaným postupem měření a vyhodnocení získáme jeden údaj pevnosti betonu. 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. u typu Schmidt N je minimální vzdálenost 30 mm od okraje betonu a 30 mm od sebe.

Zkušební místa se zbaví zkarbonatované vrstvy betonu a vybrousí se za suchu tak, aby byla jasně patrná struktura betonu. Zkoušky se provádějí na cementovém tmelu, který je rozhodující pro pevnost v tlaku betonu.

4.2.5.3 Provedení zkoušky

Pro vyhodnocení jednoho zkušebního místa potřebujeme alespoň 7 platných měření. Je lépe provést jich více (většinou 10), aby v případě neplatných měření nebylo nutné zkušební místo vyřadit.

Na vybraném místě se hmatem zkontroluje, zda povrch vyhovuje požadavkům na zkoušení. Přístroj opřeme úderníkem o povrch betonu. Je-li zaaretován, lehce přitlačíme pouzdro k betonu, aretace se uvolní a pouzdro se může odsunout od betonu.

Potom pomalu zatlačíme na pouzdro směrem k betonu tak dlouho, až nastane ráz, způsobený úderem beranu do úderníku. Přístroj můžeme zaaretovat, anebo ihned čteme na stupnici odraz na celé jednotky a zapíšeme. Při použití registračního přístroje není nutno mezi jednotlivými rázy přístroj aretovat, míry odrazu je možno odečíst z registračního pásu po ukončení zkoušky.

Při zkoušce Schmidtovým tvrdoměrem je nutno zaznamenat i polohu, ve které byl přístroj při zkoušce (vodorovně, svisle nahoru – při zkoušce stropu, svisle dolů – při zkoušce podlahy). Tato skutečnost se totiž projeví při vyhodnocení ve formě korekce vlivu gravitace na funkci přístroje.

4.2.5.4 Zpracování výsledků měření a test platnosti odrazů

Vyhodnocení může být provedeno buď podle regresního vztahu, vytvořeného pro konkrétní druh betonu, anebo podle obecného vztahu z ČSN 73 1373.

Při vyhodnocování se berou v úvahu výsledky, při jejichž měření byla zkouška provedena do cementové malty v betonu a nedošlo v místě zkoušky k destrukci. Přesto však mohlo dojít k ovlivnění zkoušky tím, že těsně pod povrchem byl velký kámen anebo velká dutina. Ke každé hodnotě měření se odečte hodnota pevnosti v tlaku podle regresního vztahu. Hodnota pevností jednotlivých platných měření se nesmí lišit od aritmetického průměru všech měření na témže zkušebním místě o více než $\pm 20\%$. Pevnosti, které vybočují z těchto mezních odchylek, se vyloučí a ze zbývajících platných měření (alespoň 7) se vypočte nový aritmetický průměr

Pokud platných měření zůstane alespoň 7, je celá sada platná a ze všech platných měření se vypočte znovu aritmetický průměr pevnosti, který se zaokrouhlí na celý MPa.

Obecný regresní vztah je v ČSN 731373 uveden buď ve formě vztahu:

Směr vodorovný: přímka	A	$f_{be} = 1,750 \times R - 29,000$
	B	$f_{be} = 1,786 \times R - 30,440$

Přímka A platí pro odrazy v rozmezí 25-40, přímka B je pro odrazy v rozmezí 41-54, R je velikost odrazu. Dále je vztah uveden tabelárně – viz Tab. 4.2.

Tab. 4.2.: Regresní vztah pro stanovení pevnosti v tlaku f_{be} – Schmidt N, vodorovně

Odraz R	f_{be} [MPa]	Odraz R	f_{be} [MPa]	Odraz R	f_{be} [MPa]	Odraz R	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

4.2.5.5 Stanovení pevnosti v tlaku

Ke každé měřené míře odrazu se z regresního vztahu najde hodnota pevnosti R_{be} , přičemž se zohlední směr zkoušení. Obecný regresní vztah pro Schmidt typu N pro vodorovný směr zkoušení z normy ČSN 73 1373 je uveden v Tab. 4.2.

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

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

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

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

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

- Při použití určujícího regresního vztahu (speciálně vytvořeného pro konkrétní beton) odvozením z tohoto vztahu,
- Při použití součinitele α nejdříve odvozením pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností z obecného regresního vztahu (f_{be}) a vynásobením této hodnoty součinitelem α .

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

- 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.
- Nejméně dále uvedené množství zkušebních těles vyjmutých přímo z konstrukce nebo dílců podle objemu zkoušené konstrukce nebo dílců:
 - 3 tělesa na objem nepřesahující 10 m³,
 - 6 těles na objem nepřesahující 50 m³,
 - 9 těles na objem větší než 50 m³,
 - 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 α se vypočte ze vztahu:

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

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;

Při použití součinitele α se nejdříve odvodí pevnosti v tlaku s nezaručenou přesností z obecného regresního vztahu (f_{be}) a následně se vynásobí součinitelem α podle vztahu:

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

Takto upravené hodnoty pevností v tlaku mají váhu krychelných zkoušek.

4.3 Ultrazuková impulzová metoda zkoušení betonu

4.3.1 Princip metody

Ve stavebnictví se používá ultrazukové (UZ) vlnění s frekvencí v rozmezí od 20 kHz do 250 kHz (zcela výjimečně do 500 kHz). Pro stanovení vlastností materiálů a jejich vad se v praxi používá několik druhů ultrazukových metod. Ultrazuková impulzová metoda průchodová se používá převážně tam, kde chceme zjistit pomocí rychlosti šíření ultrazukového vlnění jakost zkoušeného materiálu, případně jeho fyzikálně mechanické charakteristiky. Metoda je založena na opakovaném vysílání ultrazukových impulzů do zkoušeného materiálu a zjištění rychlosti šíření impulzů ultrazukového 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, po které probíhá impuls, není přesně známá. Zjištění rychlosti impulsu se může využít pro stanovení:

- homogenity (rovnoměrnosti) betonu,
- přítomnosti trhlin nebo dutin,
- změn vlastností v čase,
- dynamických fyzikálních vlastností.

Zjištění se může také využít k odhadu pevnosti v tělesech nebo prvcích konstrukce, ovšem samostatně se neuvažuje jako alternativa k přímému zjišťování pevnosti betonu v tlaku (lze ji však využít v kombinaci s vývrty).

4.3.2 Používané přístroje a způsoby měření

Ve stavebnictví se používají tyto typy ultrazvukových přístrojů:

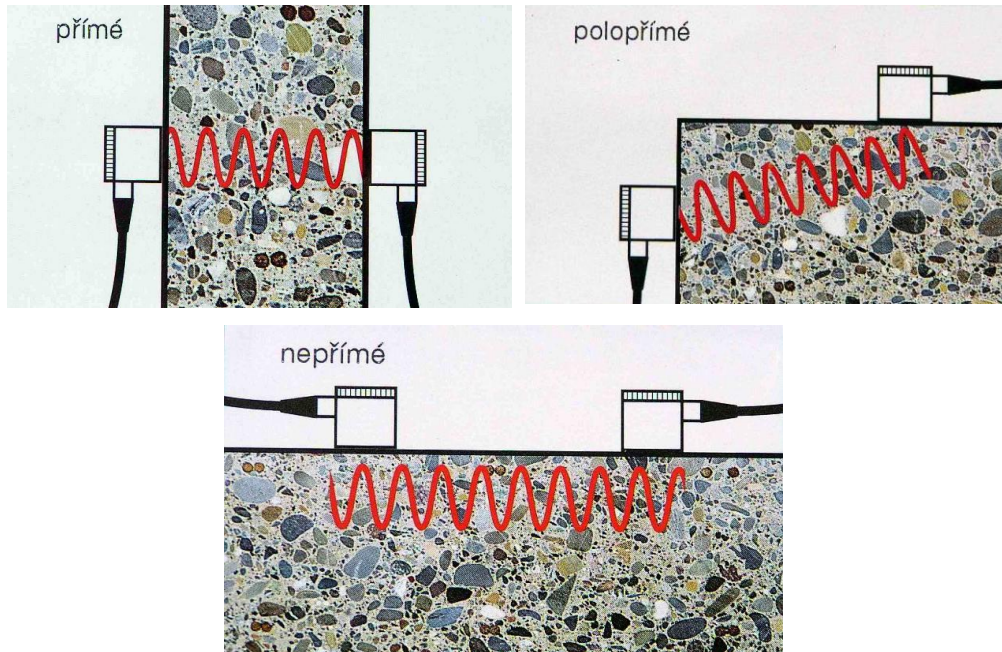
- Přístroje s automatickým měřením času průchodu UZ vlnění, s digitálním výstupem (např. TICO - Obr. 4.5.).
- Přístroj s obrazovkou a ručním nastavením časového znaku na čelo impulsu vlny (většina starších typů přístrojů)
- Přístroje kombinované, s paměťovým osciloskopem a ukládáním dat do PC (např. Pundit PL-200 - Obr. 4.5.).



Obr. 4.5.: Ultrazvukový přístroj TICO (vlevo) s digitálním výstupem měřené doby průchodu UZ vlnění a nový přístroj PUNDIT PL-200 s paměťovým osciloskopem. [foto P. Cikrle]

Základní způsoby prozvučování jsou znázorněny na Obr. 4.6. Přednost se dává přímému (protilehlému) prozvučování, neboť základna se dá nejlépe změřit a rovněž útlum vlnění je nejmenší. Možnosti polopřímého a nepřímého prozvučování využíváme pouze tehdy, pokud nejsou přístupné (včetně vedení kabelů sond) dvě protilehlé stěny.

Z uvedeného vyplývá, že nejlépe jdou ultrazvukem měřit prvky přístupné z obou stran. Jedná se o veškeré zkušební vzorky v laboratoři, přímo v konstrukci jsou to potom sloupy, trámy a průvlaky.



Obr. 4.6.: Způsoby měření pomocí dvojice sond: Přímé (protilehlé), polopřímé (šikmé) a nepřímé (povrchové). [Proceq, návod k přístroji TICO]

4.3.3 Ultrazvuková impulzová metoda podle ČSN 73 1371

Definice

Rychlost impulzu: Rychlost šíření čela svazku vln ultrazvukového vlnění ve zkoušeném betonu.

Frekvence ultrazvukového vlnění: Vlastní pracovní frekvence ultrazvukového budiče (každý budič má pouze 1 pracovní frekvenci).

Sondy: Součást ultrazvukového přístroje, jedna z nich je budič, druhá snímač.

Měřicí základna: Nejkratší přímá spojnice středu dotykových ploch sond zkušebního přístroje.



4.3.3.1 Rychlost šíření ultrazvuku

Pro každou měřenou základnu vypočteme rychlost podle vzorce

$$v_L = \frac{L}{T}$$

kde

v_L je rychlost šíření impulzů podélného ultrazvukového vlnění, v m/s;

L je délka měřicí základny, v m;

T je doba průchodu UZ vlnění, v s;

V případě ultrazvukové impulzové metody se jedná o rychlost šíření podélného vlnění. Typické hodnoty rychlosti šíření UZ vlnění se v případě betonu pohybují od 3000 do 5000 m/s (čím lepší beton, tím vyšší rychlost).

4.3.3.2 Kritérium rozměrnosti

Bude-li měření ultrazvukem prováděno na velkém bloku anebo na tenké tyči ze stejného materiálu, dostaneme různé hodnoty rychlosti šíření ultrazvuku. Projevuje se vliv rozměrnosti prostředí, což je charakteristika závislá na vztahu rozměrů měřeného objektu a délky vlny ultrazvukového vlnění. Prostor může být buď jednorozměrné (tenké pruty), dvojrozměrné (tenké desky), trojrozměrné (běžné masivní prvky). Mezi jednorozměrným a trojrozměrným prostředím existuje poměrně široké přechodové pásmo – prostředí neurčité.

Nejprve se vypočte délka vlny ultrazvukového vlnění na měřeném vzorku:

$$\lambda_L = \frac{v_L}{f},$$

kde

λ_L je délka vlny, v m;

v_L průměrná rychlost šíření ultrazvuku, v m/s;

f jmenovitá frekvence použité sondy, v Hz.

Prostředí je jednorozměrné (1D), jestliže pro rozměry vzorku kolmé ke směru šíření ultrazvuku platí: $a, b, \text{ nebo } d \leq 0,2 \times \lambda_L$.

Prostředí je trojrozměrné (3D), jestliže platí: $a, b, \text{ nebo } d \geq 2 \times \lambda_L$.

Na rozměrnosti závisí i koeficient k . Pro jednorozměrné prostředí je $k_1 = 1$, pro trojrozměrné je k_3 závislý na hodnotě Poissonova poměru μ . – viz Tab. 4.3.

Tab. 4.3.: Koeficient k_3 v závislosti na Poissonově poměru μ

μ	k_3	μ	k_3	μ	k_3	μ	k_3
0,00	1,0000	0,14	1,0236	0,22	1,0685	0,30	1,1602
0,04	1,0017	0,16	1,0319	0,24	1,0857	0,32	1,1963
0,08	1,0070	0,18	1,0420	0,26	1,1061	0,34	1,2406
0,12	1,0168	0,20	1,0541	0,28	1,1307	0,36	1,2964

Hodnoty Poissonova poměru μ pro vybrané základní stavební materiály jsou uvedeny v

Tab. 4.4.

Tab. 4.4.: Poissonův poměr některých stavebních materiálů μ

materiál	μ	materiál	μ
ocel	0,33	pórobeton	0,20
dřevo	0,14	agloporitbeton	0,16
keramika (cihla)	0,18	barytový beton	0,20
beton	0,20	beton baryt + litina	0,20

4.3.3.3 Dynamický modul pružnosti v tahu a tlaku

Hodnotu dynamického modulu pružnosti v tlaku a tahu vypočteme ze vzorce

$$E_{cu} = D \cdot v_L^2 \cdot \frac{1}{k^2} \cdot 10^{-9}$$

kde

- E_{cu} je dynamický modul pružnosti, v GPa;
- D je objemová hmotnost materiálu, v kg/m^3 ;
- v_L je rychlost šíření ultrazvuku, v m/s;
- k je koeficient rozměrnosti prostředí, bez rozměru.

4.3.3.4 Informativní výpočet pevnosti betonu z rychlosti šíření ultrazvuku:

Pro informativní výpočet pevnosti hutného betonu se dosazuje rychlost šíření ultrazvukového vlnění v km/s změřená v trojrozměrném prostředí. Informativní pevnost betonu se určí takto:

$$f_{be} = 9,9 \cdot v_{L3}^2 - 56 \cdot v_{L3} + 87,8$$

kde

- f_{be} je pevnost betonu, v MPa;
- v_{L3} je rychlost šíření ultrazvuku v trojrozměrném prostředí, v km/s.

Poznámka. Tento vzorec pro výpočet informativní pevnosti betonu v tlaku z ČSN 73 1371 byl vytvořen přibližně před 30 lety. Pevnost v tlaku vypočtená podle ní již neodpovídá současným betonům – vychází poměrně nízká.

4.3.4 Rovnoměrnost betonu

Rovnoměrnost (stejnóměrnost) betonu je zásadní vlastnost pro jeho další hodnocení.



Rovnoměrnost betonu konstrukce je charakteristika betonu, při které jsou rozdíly sledované vlastnosti tak malé, že se dají vyjádřit jednou hodnotou, obvykle průměrnou.

Pro statistické hodnocení rovnoměrnosti betonu využíváme některou z těchto vlastností:

- Pevnost betonu v tlaku (odrazové tvrdoměry nebo vývrty);
- Pevnost betonu v tahu (nepoužívá se);
- Rychlost šíření impulzů ultrazvukového vlnění (průchodová metoda);
- Objemová hmotnost (používá se zejména u těžkých betonů).

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. 4.5.

Tab. 4.5.: Hodnoty maximálního variačního součinitele V_x a rozdílu na sousedních místech Δ podle ČSN 73 2011

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

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \cdot 100$$

kde

s_x je výběrová směrodatná odchylka souboru hodnot;

m_x je aritmetický průměr hodnot materiálové vlastnosti.

Rozdíl sousedních hodnot Δ v procentech se vypočte ze vztahu

$$\Delta = \frac{x_{i+1} - x_i}{x_i} \cdot 100$$

kde x_i je menší ze dvou sousedních hodnot měřené veličiny;
 x_{i+1} je větší ze dvou sousedních hodnot měřené veličiny.

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 zkušební oblasti hodnotí jako rovnoměrný nebo nerovnoměrný.

4.4 Autotest

Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory. Pozor, správných odpovědí může být i více než 1!



Otázka 4.1.: Ultrazvuková metoda je určena pro:

- a) Přesné stanovení vlhkosti
- b) Zjištění dynamického modulu pružnosti materiálu
- c) Lokalizaci výztuže v železobetonových prvcích
- d) Zjištění napjatosti v cihelné konstrukci

Otázka 4.2.: Rovnoměrnost betonu konstrukce hodnotíme na základě těchto veličin:

- a) Rozdílu mezi minimální a maximální hodnotou
- b) Průměru m_x a rozmezí minimálních a maximálních hodnot b_{\min} , b_{\max}
- c) Variačního součinitele V_x souboru hodnot a rozdílu Δ hodnot mezi sousedními místy
- d) Odstínů šedi betonu

Otázka 4.3.: Ve stavebnictví se obvykle používá ultrazvukové vlnění s frekvencí:

- a) 16 Hz až 16 kHz
- b) 20 kHz až 250 kHz
- c) 1 MHz až 30 MHz
- d) 50 MHz až 200 MHz

4.5 Shrnutí



Tvrdoměrná metoda je zřejmě nepoužívanější nedestruktivní (nepřímou) metodou pro zjišťování vlastností betonu zabudovaného v konstrukci. Uplatní se jednak při průzkumech starších konstrukcí, kde s její pomocí získáme nejen informace o rovnoměrnosti betonu, ale při upřesnění pomocí malého počtu jádrových vývrtů rovněž pevnost betonu v tlaku.

Ultrazvuková impulzová metoda je založena na principu průchodu impulzů ultrazvukového vlnění materiálem. Z vypočtené rychlosti šíření podélného vlnění lze dále stanovit hodnoty dynamického modulu pružnosti. Dále byl vysvětlen pojem rovnoměrnosti betonu konstrukce a kritéria pro její stanovení.

4.6 Studijní prameny

4.6.1 Seznam použité literatury



[4.1] CIKRLÉ, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P. NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2010. s. 133. ISBN: 978-80-214-4198-9.

[4.2] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Praha, ÚNMZ, 2012.

[4.3] ČSN 73 1370 Nedestruktivní zkoušení betonu. Praha, ÚNMZ, 2011.

[4.4] ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu. Praha, ÚNMZ, 2011.

[4.5] ČSN 73 1373 Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. Praha, ÚNMZ, 2011.

[4.6] ČSN EN 13791 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. Praha, ÚNMZ, 2021.

[4.7] ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrtý – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. Praha, ÚNMZ, 2021.

[4.8] ČSN EN 12504-2 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem. Praha, ÚNMZ, 2021.

[4.9] ČSN EN 12504-4 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu. Praha, ÚNMZ, 2021.

4.6.2 Seznam doplňkové studijní literatury



[4.10] Balayssac, Jean-Paul and Garnier, Vincent Non-destructive Testing and Evaluation of Civil Engineering Structures. 1. vydání Amsterdam: Elsevier. ISBN: 9781785482298.

[4.11] CIKRLÉ, Petr. Význam nedestruktivních diagnostických metod pro hodnocení železobetonových konstrukcí. Vědecké spisy Vysokého učení

technického v Brně. Habilitační a inaugurační spisy. Brno: Vysoké učení technické v Brně, nakladatelství VUTIUM, 2017. ISBN 978-80-214-5464-4.

4.6.3 Odkazy na další studijní zdroje a prameny

[4.12]

<https://www.screeningeagle.com/en/products/category/concrete/schmidt-rebound-hammers>. Dostupné online dne: 30. 9. 2023.



[4.13]

<https://www.screeningeagle.com/en/products/category/concrete/pundit-ultrasonic-upv-upe>. Dostupné online dne: 30. 9. 2023.

[4.14] <https://www.youtube.com/@ScreeningEagleTechnologies>. Dostupné online dne: 30. 9. 2023.

5 ZKOUŠENÍ BETONU IN SITU NA VÝVRTECH, VLASTNOSTI STARÝCH BETONŮ

5.1 Úvod do diagnostiky betonových konstrukcí



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.

Problematika zkoušení betonu in situ na vzorcích odebraných jádrovým vrtáním je řešena ve dvou normových postupech:

- ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. Stěžejní norma pro posuzování betonu zabudovaného v konstrukci, která uvádí dva odlišné postupy – pro stanovení pevnostní třídy betonu existující konstrukce a pro ověření pevnostní třídy betonu nové konstrukce v případě pochybností o jeho kvalitě.
- ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. Tato norma řeší zejména tvar a rozměry zkušebních těles.

Kromě toho lze pro vyhodnocení betonu v existujících konstrukcích použít normy:

- ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Norma obsahuje postup pro hodnocení betonu v existující konstrukci na základě odebraných vzorků (vývrtů), který je téměř shodný s postupem v ČSN EN 13791, liší se pouze minimálním požadovaným počtem vývrtů (3 místo 8).
- ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplňující ustanovení. Obsahuje doplňující pokyny pro hodnocení existujících konstrukcí v ČR, obsahuje přehled vlastností betonu a výztuže používaných v minulosti. Nově jsou součástí zásady pro hodnocení konstrukcí památek.

5.2 Vzorkování, příprava a vlastní odběr vzorků

5.2.1 Vzorkování obecně

Vzorkování je činnost tvořící nedílnou součást v procesu zjišťování potřebných vlastností nejen hotových výrobků, ale i zpracovávaných materiálů různé fyzikální a chemické povahy.



Je to rozsáhlá činnost, která dnes zasahuje do velkého spektra použití. Podle toho, jaké má vzorek vlastnosti, jak byl ze vzorkovaného celku získán, co reprezentuje, pro co je určen a zda obsahuje materiál v původním stavu či ne, pak rozeznáváme:

- reprezentativní vzorek, který je definován jako „taková část materiálu, kde podíly jednotlivých sledovaných složek materiálu a rozdělení hodnot sledovaného znaku (např. zrnění) odpovídají poměrům ve vzorkovaném celku nebo ve vzorkované části tohoto celku
- stranný vzorek je vzorek, který nesplňuje podmínky reprezentativního vzorku.

Materiál tvořící obsah určité ohraničené jednotky – v našem případě konstrukce, nebo její části se považuje za:

- Homogenní – jestliže nevykazuje proměnlivost hodnot sledovaného znaku uvnitř tohoto množství (může být reprezentován jedním vzorkem),
- Heterogenní – jestliže vykazuje proměnlivost hodnot sledovaného znaku uvnitř tohoto množství. Heterogenní materiál může být náhodně nebo nenáhodně heterogenní. Jsou-li velikosti zjištěných průměrných hodnot sledovaného znaku v příslušném dílu vzorkovaného celku nezávislé na umístění dílu v celku a na hodnotách zjištěných v sousedních dílech, jedná se o náhodnou heterogenitu. V opačném případě jde o nenáhodnou heterogenitu.

5.2.2 Vzorkování ztvrdlého betonu

Odběr vzorku ztvrdlého betonu se provádí nejčastěji z hlediska zjištění mechanických vlastností (pevnostních charakteristik) stávající konstrukce a měl by být proveden dle ČSN EN 12504-1.

Možností odběru zkušebních vzorků z konstrukcí je ve stavební praxi velké množství. Vzorky zkušebních těles určených zejména pro stanovení fyzikálně mechanických zkoušek se odebírají z konstrukcí odsekáním, řezáním, jádrovým vrtáním. Dále se budeme zabývat jen odběrem vzorků formou jádrových vývrtů.

5.2.3 Zařízení a pomůcky pro odběr vzorků

Pro odběr a vyšetření jádrových vývrtů je zapotřebí:

- Souprava pro jádrové vrtání – vrtačka, stojan, jádrový vrták s diamantovou korunkou požadovaného vnitřního průměru v rozsahu 8–500 mm, s možností pevného ukotvení ke konstrukci, přívod vody;

- Váhy umožňující vážit s přesností 0,1 % hmotnosti vývrtu;
- Posuvná měřítka a pravítka pro stanovení rozměrů vývrtu s odchylkou 1 %;
- Měrka pro stanovení rovinnosti vývrtu;
- Úhelníky a měřky pro zjištění kolmosti a přímosti vzorku.

5.2.4 Příprava vrtacích prací – vzorkovací plán

Vzorkovací plán by měl být připraven před zahájením vlastních odběrů vzorků a musí:

- jasně definovat co se bude dělat a proč se bude dělat,
- jasně definovat místa odběru vzorků.

Výběr místa je nutno volit tak, abychom zjistili stav betonu ve zkoumaném prostoru a zároveň tak, aby nedošlo k porušení nosné výztuže, či k jinému podstatnému zeslabení konstrukce. Tato místa mají být přednostně vybírána tam, kde nejsou spáry a hrany konstrukce a v místech s minimem nebo bez výztuže. Vzorkovacím plánem by měla být určena délka odebíraného vzorku se zohledněním:

- na průměr vzorku,
- na možný způsob úpravy pro zkoušení,
- zda bude prováděno srovnání s krychelnou pevností.

5.2.5 Provádění jádrových vývrtů

Pokud není stanoveno jinak je nutno provádět vývrt kolmo k vyšetřovanému povrchu. Jádrové vrtání se v praxi realizuje vrtáním:

- za sucha – v praxi se používá minimálně, používá se zejména při vymezení plochy u zkoušek pevnosti v tahu povrchových vrstev betonů. Rozdíl od vrtání mokřím způsobem je mezi jádrovými vrtáky a typem vrtacího zařízení. Jádrový vrták pro suchý způsob má větší osovou vzdálenost vrtných segmentů korunky,
- za mokra (Obr. 4.6) – používá se v největší míře. Při vrtání je do vrtného zařízení přiváděna voda, která prochází přes úchytnou hlavici vrtáku a postupuje až k brusným segmentům. Takto dochází k ochlazení vrtáku a vyplavování odvrtného materiálu z konstrukce. Při vrtání je nutno dbát, aby vrtačka byla správně upevněna, měla pevný stojan, aby bylo dosaženo předepsané rovinnosti vývrtu. Při nákupu je nutno vybrat vhodnou vrtačku. Ukotvení vrtačky musí být pevné – hmoždinky nebo vakuová pumpa, během vrtání nesmí dojít k uvolnění vrtačky. Délku korunky je nutno volit tak, aby bylo možno vývrt odebrat na jeden záběr. Při vrtání přes výztuž nezvyšovat příliš přítlak, aby byla zachována rovinnost vývrtu.



Obr. 5.1.: Odběr jádrového vývrtu z konstrukce pomocí vrtné soupravy za mokra – voda je přiváděna hadicí do vrtačky a přes dutý vrták chladí vrtací korunku a současně vyplachuje odvrtný materiál (na snímku vrtání přes pružnou manžetu a odsávání vody vysavačem).

5.2.6 Přeprava a uložení jádrových vývrtů

Ihned po odebrání z konstrukce je nutné každý jádrový vývrt nesmazatelně označit (voskovou křídou, nesmyvatelným fixem apod.). Na prvku, ze kterého byl vývrt odebrán, se zaznamená jeho umístění a orientace. V případě většího počtu odebraných zkušebních těles, je nutno každé zkušební těleso označit tak, aby bylo možné identifikovat jeho umístění a orientaci v původním vývrtu. Vývrty se povrchově osuší hadříkem nebo papírovou utěrkou a ukládají se do utěsněné nádoby (např. do utěsněného polyethylenového sáčku), aby nedošlo k výměně vlhkosti s prostředím. Požadavky na odběry vzorků jádrovým vrtáním jsou podrobně uvedeny v EN 12504-1.

5.3 Zkoušení jádrových vývrtů podle ČSN EN 12504-1

5.3.1 Vyšetření a měření jádrových vývrtů

Nejprve se provede vizuální vyšetření vývrtu a zjistí se jakékoliv odchylky. Při popisu vývrtu sledujeme zejména tyto vlastnosti:



- Posouzení kameniva: druh, přibližné složení frakcí, největší velikost zrna na povrchu vzorku, stejnoměrnost rozložení po výšce vývrtu apod.;
- Zhutnění betonu: vizuálně určením velikosti pórů (do 7 mm), dutin (do objemu opsaného hranolu 15 cm³) a kaveren (nad 15 cm³). Stanoví se celková charakteristika (beton bez pórů, málo/středně/velmi pórovitý, mezerovitý), počet dutin a kaveren, rozměry největší dutiny (kaverny);
- Popis výztuže – množství, směr, hloubka, průměr a druh výztuže.



U jádrových vývrtů se před provedením požadovaných fyzikálně mechanických zkoušek provádí následující měření:

- Průměr vývrtu d_m – měří se s přesností $\pm 0,5\%$ průměru, a to dvojnásobným měřením na sebe kolmým v polovině a čtvrtinách délky vývrtu rozměrů vzorku. Průměrný průměr d_m se vypočítá ze šesti měření a zaokrouhlí na nejbližší 1 mm.
- Délka vývrtu – musí se změřit s přesností na 5 mm (měří se maximální i minimální, s ohledem na možnost šikmého odlomení vývrtu). Po úpravě povrchů koncováním se znovu měří s přesností $\pm 0,5\%$ průměru (!) a je vypočtena jako průměr měření provedených ve třech pozicích cca 120° vzdálených a zaokrouhlena na 1 mm.
- Výztuž – měří se průměr (velikost) případné výztuže a její poloha, měřením od středu obnaženého prutu výztuže ke konci a/nebo k ose vývrtu, a to jak po odběru, tak po úpravě, s přesností na 1 mm.
- Pokud je požadováno zjistit objemovou hmotnost vývrtu, je nutné použít postup v ČSN EN 12390-7 ještě před úpravou konců vývrtu.

Všechna měření se musí zaznamenat.

5.3.2 Úpravy vývrtů

5.3.2.1 Obecné zásady

Jádrové vrty se dále upravují zařezáním nebo broušením koncových ploch na vodou chlazené diamantové pile nebo brusce, do požadované kolmosti k ose vývrtu. Případné nerovnosti a neshody s požadavky uvedené v ČSN EN 12504-1 na jádrové vývrty se upravují pomocí koncování. Pro koncování se používají koncovací hmoty s použitím hlinitanového cementu nebo sirmé malty. Preferuje se však úprava broušením, zvláště u betonu vyšších pevností.

Dovolené odchylky při výše uvedeném typu koncování musí vyhovovat ČSN EN 12390-1. Dovolené odchylky vycházejí ze jmenovité velikosti tělesa:

5.3.2.2 Délka vývrtu

Délka vývrtu musí být taková, aby bylo možno získat tělesa pro zkoušku pevnosti. Po koncování těles musí být:

- Štíhlost $L:d = 1:1$ srovnává-li se s krychelnou pevností,
- Štíhlost $L:d = 2:1$ srovnává-li se s válcovou pevností.

Doporučuje se brát, je-li to možné, tak dlouhé vývrty, aby z jednoho vývrtu bylo možno udělat alespoň 2 vzorky (zkušební tělesa).

5.3.2.3 Dovolené odchylky po zakoncování

- Aby byl vzorek považován za vývrt 2:1, poměr délky k průměru po zabroušení tělesa musí být v rozmezí 1,95 až 2,05.
- Aby byl vzorek považován za vývrt 1:1, poměr délky k průměru po zabroušení tělesa musí být v rozmezí 0,90 až 1,10.

- dovolená odchylka rovinnosti zatěžované plochy je max. $\pm 0,0006 d$,
- dovolená odchylka kolmosti je max. $\pm 0,007 d$,
- dovolená odchylka výšky ($2d$) je $\pm 5,0 \%$,
- dovolená odchylka přímosti válcové plochy od ideálního povrchu max. 3% střední hodnoty průměru vývrtnu.

5.3.2.4 Průměr jádrových vývrtnů

Velikosti maximálního zrna kameniva by neměla přesáhnout $1/3$ průměru jádrového vývrtnu (ϕ), jinak to může mít významný vliv na dosaženou pevnost v tlaku. Je samozřejmé, že někdy není možné tento poměr dodržet, ale pak je to nutné zaznamenat do zkušebního protokolu a při hodnocení výsledků zkoušky zohlednit dosažené výsledky ke skutečnosti.



Obr. 5.2.: Vlevo jádrový vývrt, kde velikost zrn kameniva výrazně přesahuje $1/3$ průměru vývrtnu, což má značný vliv na výsledky zkoušek. Vpravo vývrt s kamenivem do $1/3$ průměru, bez ovlivnění výsledků pevnosti v tlaku.

Experimenty, kdy vývrty o průměru 25 mm, 50 mm a 100 mm se štíhlostí 2:1 obsahovaly kamenivo s maximální velikostí zrna (D_{max}) 20 mm a 40 mm ukázaly, že pro kamenivo 20 mm vývrty o průměru 100 mm byly přibližně o 7 % pevnější než vývrty o průměru 50 mm; vývrty o průměru 50 mm byly přibližně o 20 % pevnější než vývrty o průměru 25 mm. Pro kamenivo 40 mm byly vývrty o průměru 100 mm přibližně o 17 % pevnější než vývrty o průměru 50 mm; vývrty o průměru 50 mm byly přibližně o 19 % pevnější než vývrty o průměru 25 mm.

5.3.3 Zkouška pevnosti v tlaku a vyjádření výsledků

Zaznamenají se podmínky uložení tělesa. Pokud je požadováno, aby zkušební tělesa byla v nasyceném stavu, uloží se ve vodě o teplotě $(20 \pm 2) ^\circ\text{C}$ po dobu nejméně 48 hodin před zkoušením. Zkoušení se provádí podle ČSN EN 12390-3 zkušebním lisem, který vyhovuje ČSN EN 12390-4. Vývrty s trhlinami nebo s nepevným koncováním nelze zkoušet. Jakýkoli volný písek nebo jiný materiál na povrchu zkušební tělesa se musí odstranit. Pokud se zkouší těleso v nasyceném stavu, otře se voda z povrchu. Zaznamená se stav vlhkosti povrchu tělesa (vlhký/suchý) v době zkoušky.

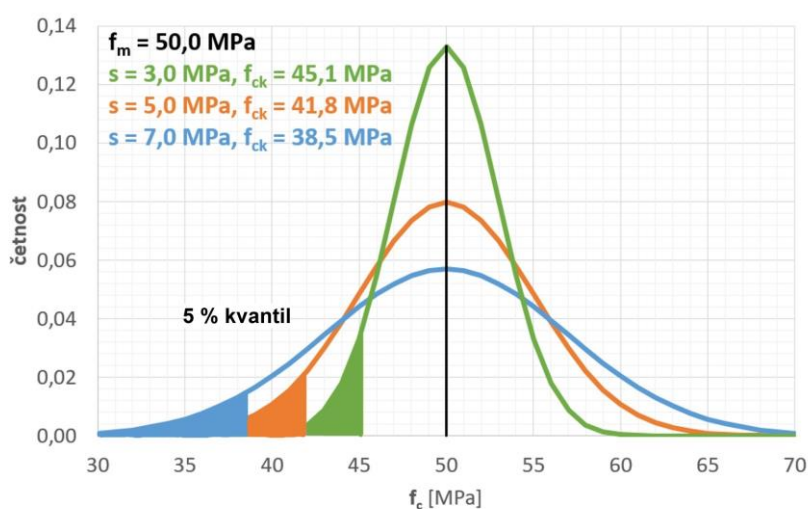
Stanoví se pevnost v tlaku každého zkušební tělesa vydělením maximálního zatížení průřezovou plochou, vypočtenou ze středního průměru a výsledek se zaokrouhlí na nejbližší $0,1 \text{ N/mm}^2$.

5.4 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku

5.4.1 Hodnocení výsledků



Pevnost betonu v tlaku, podobně jako i jiné charakteristiky, je *náhodná veličina*, která je dána svým rozdělením pravděpodobnosti. Nejběžněji využívané rozdělení je tzv. *normální rozdělení*, které je dáno dvěma parametry, a to střední hodnotou a rozptylem (popř. směrodatnou odchylkou). Je třeba si uvědomit, že výsledek zkoušky nelze předem s jistotou předpovědět a jelikož se jedná o náhodnou veličinu, je nutné k vyhodnocení výsledků využít statistické nástroje. Charakteristická pevnost betonu v tlaku je definovaná jako 5 % kvantil, takže lze očekávat, že 95 % výsledků měření bude větších než tato hodnota Obr. 5.3.



Obr. 5.3.: Normální rozdělení se střední hodnotou 50 MPa a směrodatnou odchylkou 3, 5 a 7 MPa – vliv na hodnotu 5 % kvantilu (f_{ck}).

Přesnou hodnotu charakteristické pevnosti, stejně jako přesné hodnoty parametrů rozdělení, nejsme schopni určit. Je pouze možné je odhadovat na

základě výsledků zkoušek, nebo pomocí apriorních informací například o typu a charakteru rozdělení.

Stanovením charakteristické hodnoty se zabývá hned několik norem. Použité metody se však liší, což ve svém důsledku může znamenat rozdíl ve výstupu.

5.4.2 Charakteristická pevnost betonu v existující konstrukci podle ČSN ISO 13822 (respektive ČSN 730038)

Jedním z normových postupů, který řeší problematiku charakteristické pevnosti betonu ve stávajících konstrukcích je ČSN ISO 13822 (a její doplňková norma ČSN 73 0038). Zde je uveden obecný postup po všechny druhy materiálů. Tato norma doporučuje provést nejméně 3 až 6 zkoušek. Z výsledků n zkoušek x_1, x_2, \dots, x_n materiálové vlastnosti X se stanoví průměr m_x , směrodatná odchylka s_x , a variační součinitel V_x , podle vztahů

$$m_x = \frac{\sum x_i}{n}; \quad s_x^2 = \frac{\sum (x_i - m_x)^2}{n-1}; \quad V_x = \frac{s_x}{m_x}$$

Za předpokladu normálního rozdělení materiálové vlastnosti X se pak charakteristická hodnota X_k (dolní 5 % kvantil) stanoví ze vztahu:

$$X_k = m_x(1 - k_n V_x),$$

kde k_n je součinitel pro stanovení 5 % kvantilu, který je uveden v Tab. 5.1.

Tab. 5.1.: Součinitele k_n pro stanovení 5 % kvantilu (charakteristické hodnoty)

Počet n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x známý	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x neznámý	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Variační součinitel V_x lze považovat za známý, jestliže to ukazují dlouhodobé zkušenosti získané za stejných podmínek. Jinak řečeno, při průzkumu existující (neznámé) konstrukce je třeba vždy použít hodnoty k_n pro **variační součinitel neznámý**. Přestože Tab. 5.1 naznačuje v tomto případě možnost využití 3 zkoušek, doporučuje se provést minimálně 8 zkoušek, podobně jako v normě ČSN EN 13791 ($n \geq 8, k_n \leq 2,00$).

Využití normálního rozdělení může v některých případech dávat zavádějící výsledky. Tento fakt je způsoben především zasahováním funkce hustoty pravděpodobnosti do záporných hodnot a také předpokladem symetričnosti, který nemusí být v praxi splněn. Z těchto důvodů bývá často výhodnější použít aproximaci logaritmicke-normálním (lognormálním) rozdělením.

5.5 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v existujících konstrukcích zkoušením vývrtů dle ČSN EN 13791

5.5.1 Úvod



Norma ČSN EN 13791 stanovuje postupy a metody pro stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku v konstrukci zkoušením vývrtů, které jsou odebrány, vyšetřeny a připraveny podle ČSN EN 12504-1 a zkoušeny podle ČSN EN 12390-3. Dále jsou zde předepsány minimální rozměry a ekvivalence mezi jednotlivými tvary zkušebních těles.

Nové vydání normy ČSN EN 13791 z roku 2021 se zabývá zejména stanovením charakteristické pevnosti v tlaku betonu, a to ve dvou základních odlišných případech:

- Odhad charakteristické pevnosti v tlaku existující konstrukce (např. při průzkumech a statických přepočtech konstrukcí);
- Posouzení (ověření) pevnostní třídy betonu dodávaného do nově betonované konstrukce ve výstavbě při pochybnostech o jeho kvalitě.

Oba způsoby mají řadu společných kroků, ale liší se metody vyhodnocení. Důvodem je, že v prvním případě neexistují žádné předpoklady o pevnosti betonu konstrukce, zatímco v druhém případě je beton jasně deklarován a předpokládá se, že beton vyhovuje specifikované charakteristické pevnosti, čemuž odpovídá statistické testování této hypotézy. Zjednodušeně řečeno – u existujících konstrukcí je nutné provést více zkoušek a kritéria vyhodnocení jsou přísnější než u konstrukcí nově betonovaných.

U existujících konstrukcí se při vyhodnocení vychází z dostatečného množství vývrtů a nepřímé metody jsou vhodnou nadstavbou (např. nahrazují část vývrtů u velkých konstrukcí), zatímco u nových konstrukcí bychom se měli pokusit pochybnosti rozptýlit nejprve pomocí nedestruktivních metod a teprve v případě trvání pochybností přistoupit k cílenému odběru menšího počtu vývrtů.

Norma ČSN EN 13791 je poměrně rozsáhlá, a proto budou dále uvedeny pouze části týkající se posuzování **betonu existujících konstrukcí** pomocí jádrových vývrtů.

5.5.2 Cíl šetření

Před začátkem zkoušení na konstrukci je třeba zjistit a určit následující:

- Cíl šetření (proč se vývrty dělají);
- Technické normy a předpisy, které se použijí pro vyhodnocení;
- Definovat zkušební oblasti a zkušební místa;
- Počet měření na zkušebním místě;
- V případě vývrtů určit průměr a délku od povrchu (hloubku vrtání);
- Místa odběru vývrtů;
- Metodu koncování vývrtů.

5.5.3 Existující konstrukce – zkušební oblast, zkušební místa

5.5.3.1 Zkušební oblasti

Definice

Zkušební oblast – jeden nebo více konstrukčních prvků nebo dílců, o kterých je známo nebo se předpokládá, že jsou vyrobeny ze stejných složek a jsou stejné pevnostní třídy.



Zkušební oblasti je třeba definovat. Mohou obsahovat jeden velký prvek (např. opěrnou stěnu) nebo několik menších prvků (např. všechny sloupy v budově). Jedná se o množství betonu, u něhož lze očekávat stejnou pevnostní třídu. To může být obtížné předem odhadnout. Např. u sloupů očekáváme jinou stejnou pevnost v tlaku než u stropní konstrukce. Ale i sloupy mohou být v různých podlažích různé – obvyklé bylo použít v posledním patře budovy horší beton jak do sloupů, tak u stropní konstrukce (nesou „jenom“ střechu). Při nadstavbě objektu se však z posledního podlaží může stát rázem podlaží předposlední! Protože vždy nejsme schopni předem odhadnout, zda je beton v různých částech stejný, musí se v první fázi provést počáteční vyhodnocení souboru dat, zda představují jednu pevnostní třídu betonu.

5.5.3.2 Zkušební místa

Definice

Zkušební místo – Vymezená plocha určená k odhadu jednoho výsledku zkoušky, který se použije k hodnocení pevnosti v tlaku betonu v konstrukci.



Počet zkušebních míst závisí na:

- Objemu betonu;
- Účelu zkoušek;
- Požadované spolehlivosti odhadu.

Výběr zkušebních míst musí odpovídat cílům šetření, musí být pokryta možná variabilita výsledků ve zkušební oblasti. Podle toho musí být specifikován počet zkušebních míst.

Při výběru míst se zohlední i podmínky na stavbě:

- Snadnost přepravy zkušebního vybavení;
- Dostupnost šetřeného území (včetně nepřístupnosti míst, přikotvené technologie, elektrického vedení, provozních podmínek);
- Bezpečnost personálu a ostatních osob.

Při výběru zkušební oblasti se vyhýbáme místům:

- Kde je předpínací výztuž a husté vyztužení;
- Vysoce namáhaným a kritickým úsekům, např. uprostřed rozpětí;
- Místům s trhlinami, blízkostí spár.

5.5.4 Existující konstrukce – zkoušení vývrtů

5.5.4.1 Velikost jádrových vývrtů

Velikost jádrových vývrtů je v souladu s ČSN EN 12504-1, v ČSN EN 13791 je však uvedeno upřesnění velikosti. Pevnost v tlaku získaná na vývrtech je i v českém překladu normy označena $f_{c,core}$. (core = vývrt). Rozlišuje se $f_{c,1:1core}$ nebo $f_{c,2:1core}$ podle štíhlostního poměru délky k průměru zkušebního tělesa, zjednodušeně řečeno pevnost v tlaku krychelná (1:1 core) a válcová (2:1 core).

Z původního znění normy zůstala pevnost v tlaku in situ – $f_{c,is}$. Ta je nově implicitně vyjádřena jako pevnost jádra 2:1, tedy válcová pevnost. Můžeme však zkusit i tělesa se štíhlostním poměrem 1:1 a ty potom přepočítat na 2:1.

Pro přepočet jader se štíhlostním poměrem 1:1 na štíhlostní poměr 2:1 je v normě uveden korekční faktor CLF (core length factor), který má pro obyčejné a těžké betony hodnotu $CLF = 0,82$ (na nižším tělese 1:1 vychází vyšší pevnost, a proto je součinitel nižší než 1,00). Pro přepočty jiných štíhlostních poměrů nejsou v normě stanoveny žádné pokyny a nepředpokládají se.

Základním tělesem je válec o průměru 150 mm a výšce 300 mm, ovšem doposud byl jako rovnocenný brán i vývrt o průměru 100 mm. Ještě dnes jsou necitlivě požadovány jádrové vývrty o průměru 150 mm bez ohledu na zásah do konstrukce, přítomnost výztuže a obtížnou přípravu zkušebních těles. Nové znění normy jde však ještě dál, neboť *pevnost v tlaku in situ $f_{c,is}$ má být zjišťována na jádrech 2:1 o průměru ≥ 75 mm!* Vývrty o průměru 75 mm představují vhodný kompromis mezi co nejmenším oslabením konstrukce a hustotou vyztužení na straně jedné a velikostí zrn kameniva na straně druhé. Vždy je k tomu nutné přistupovat s rozumem, neboť stále platí, že průměr vývrtu by měl být alespoň 3krát větší než největší velikost zrn kameniva, jinak to může mít značný vliv na dosažené hodnoty pevnosti v tlaku.

Např. u betonu s mezní frakcí kameniva 16 mm dosahuje maximální velikost zrn kameniva cca 1,5násobek frakce, tedy 24 mm. Pak bude průměr vývrtu 75 mm dostatečně velký a vyhovující podmínce $75 \text{ mm} \geq 3 \times 24 \text{ mm}$. U betonu s mezní frakcí 22 mm dosahuje maximální velikost zrn kameniva cca 33 mm. Pak bude vyhovující průměr vývrtu 100 mm, neboť $100 \text{ mm} \geq 3 \times 33 \text{ mm}$.

5.5.4.2 Zkoušení těles

Zkušební tělesa se pečlivě zabrousí (zakoncuje), změří a zváží. Dále se stanoví pevnost v tlaku u každého zkušebního tělesa, a to dělením maximálního zatížení průřezovou plochou, vypočtenou ze středního průměru. Výsledek se zaokrouhlí na nejbližší 0,1 MPa nebo 0,1 N/mm².

Pevnost betonu v tlaku in situ $f_{c,1:1core}$ nebo $f_{c,2:1core}$ v MPa se vypočítá ze vztahu

$$f_{c,core} = \frac{F}{A}$$

kde F je nejvyšší dosažená síla při zkoušce v N;

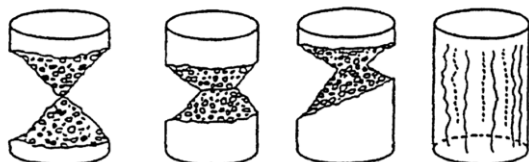
A je tlačná plocha zkušebního tělesa v mm²;

Platí, že pevnost v tlaku betonu v konstrukci (in situ) $f_{c,is}$ je:

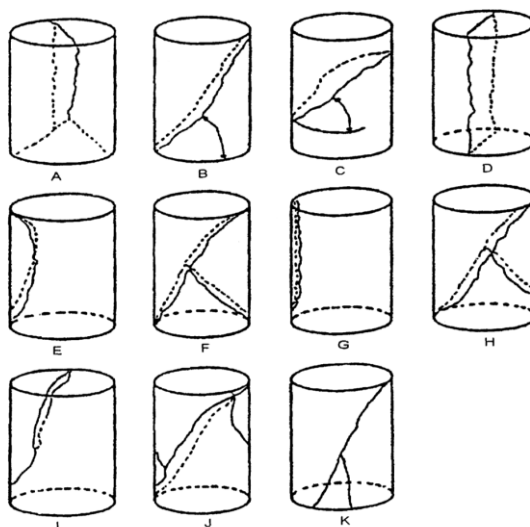
$$f_{c,is} = f_{c,2:1core}, \quad \text{nebo} \quad f_{c,is} = CLF \times f_{c,1:1core}$$

kde CLF (core length factor) je korekční faktor pro přepočet z válce 1:1 na válec 2:1 (dle ČSN EN 13791 má hodnotu $CLF = 0,82$).

Při zkoušce je nezbytně nutné zkontrolovat plochy porušení zkušebních těles – viz Obr. 5.4. V případě, že porušení tělesa neodpovídá požadavkům dle ČSN 12390-3, je třeba výsledek zkoušky vyřadit.



Vyhovující způsoby porušení zkušebních válců



Některé nevhovující způsoby porušení zkušebních válců

Obr. 5.4.: Vyhovující a nevhovující způsoby porušení válcových zkušebních těles dle ČSN EN 12390-3.

5.5.4.3 Počáteční vyhodnocení zkušebních oblastí

Pokud výsledky zkoušek ukážou, že zkušební oblast může obsahovat dvě různé pevnostní třídy betonu, tak buď:

- Sada se rozdělí do dvou zkušebních oblastí, ale musí se dbát na dodržení minimálního počtu zkoušek pro zkušební oblast;
- Rozdělí se sada do dvou sad a t-testem se určí, zda jsou střední hodnoty výrazně odlišné.

Pokud se střední hodnoty výrazně liší, pak je třeba rozdělit beton do dvou oblastí, jinak je možné je považovat za jednu zkušební oblast.

5.5.4.4 Vyhodnocení jednotlivých výsledků zkoušek v rámci zkušební oblasti

Pokud se v sadě objeví jeden nebo více výsledků, které jsou neobvykle nízké nebo naopak vysoké, pak se musí zkontrolovat, zda nejsou statisticky odlehlé.

Toto posouzení se děje např. vyhodnocením rozdílu mezi nejnižším a nejvyšším výsledkem a střední hodnotou. Co dělat s odlehlými hodnotami je na odborném posouzení.

Pokud se jedná o data s normálním rozdělením, pak lze použít např. Grupsův test odlehlých hodnot, a to jak nejvyšších, tak i nejnižších. Pokud se vyskytnou obě varianty, pak se test musí použít nejprve na tu hodnotu, která se nejvíce odlišuje od průměrné hodnoty. Tato metoda se může použít 2 x pro sadu z jedné zkušební oblasti, vždy s vyřazením nejodlehlejší hodnoty a přepočtem průměru. Každou odlehlou hodnotu je třeba zdokumentovat a posoudit zvlášť. Pokud se vyskytnou více než 2 odlehlé hodnoty, může jít o známku toho, že se jedná o 2 pevnostní třídy betonu.

5.5.5 **Vyhodnocení pevnosti v tlaku betonu v konstrukci podle ČSN EN 13791**

Následující postup podle ČSN EN 13791 platí v případě, že chceme zjistit pevnost betonu v existující (neznámé) konstrukci. Pokud konstrukci posuzujeme pouze na základě jádrových vývrtů, pak s výjimkou malých zkušebních oblastí je odhad charakteristické pevnosti v tlaku in situ založen minimálně na:

- 8 platných hodnotách pevností v tlaku získaných na jádrech s průměrem $d \geq 75$ mm.
- 12 platných hodnotách pevností v tlaku získaných ze samostatných vzorků betonu o průměru 50 mm s horní velikostí kameniva ≤ 16 mm.

Charakteristická pevnost v tlaku in situ $f_{ck,is}$ se odhadne jako **menší hodnota z**

$$f_{ck,is} = f_{c,m(n)is} - k_n s$$

$$f_{ck,is} = f_{c,is,lowest} + M$$

kde

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

$f_{c,m(n),is}$ je průměrná pevnost betonu v tlaku stanovená na n počtu vývrtů,

$f_{c,is,lowest}$ je nejmenší pevnost zjištěná na vývrtech,

s je celková směrodatná odchylka pevností vývrtů nebo hodnota směrodatné odchylky odpovídající variačnímu koeficientu 8 % (bere se vyšší z hodnot);

k_n je součinitel závislý na počtu vývrtů n (tab. 5.2)

M je hodnota založená na hodnotě $f_{c,is,lowest}$ (tab. 5.3)

Tab. 5.2.: Hodnota součinitele k_n

n	8	10	12	16	20	30	∞
k_n	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,64

Tab. 5.3.: Hodnota konstanty M

Hodnota $f_{c,is,lowest}$ [MPa]	M [MPa]
≥ 20	4
$\geq 16 < 20$	3
$\geq 12 < 16$	2
< 12	1

5.5.6 Charakteristická pevnost betonu v malé zkušební oblasti

Platí jedna důležitá výjimka pro počet vývrtů – v případě malé zkušební oblasti s celkovým objemem nepřesahujícím přibližně 10 m³ se odeberou nejméně 3 (lépe však 4) jádra o průměru ≥ 75 mm, včetně nejméně jednoho jádra z každého prvku ve zkušební oblasti. Pokud rozdíl výsledků zkoušek z minimálně 3 vývrtů nepřesahuje 15 % střední hodnoty, pak se pro posouzení konstrukce vezme nejnižší hodnota jako charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck,is}$. Pro malou zkušební oblast tedy platí vztah:

$$f_{ck,is} = f_{c,is,lowest}$$

Pokud je však rozpětí výsledků větší než 15 % od střední hodnoty a byly k dispozici 4 vzorky, pak se může vyřadit odlehlá hodnota (zvláště, pokud se jedná o hodnotu nejvyšší). Pokud se výsledky ze tří zbývajících vzorků opět liší o více než ± 15 %, znamená to, že je třeba získat více informací o testované oblasti (jinak řečeno musíme zvýšit počet zkoušek).

5.5.7 Charakteristická pevnost betonu na základě záměrně vybraných vývrtů nedestruktivními zkouškami

Pokud potřebujeme omezit jádrové vrtání na minimum, lze u zkušební oblasti do 30 m³ využít nedestruktivní zkoušky (tvrdoměrné nebo ultrazvukové), kdy si předem podrobně prozkoumáme zkušební oblast a vybereme místa s nejnižší pevností (podle NDT). Není kladen požadavek na počet NDT zkoušek, avšak prozkoumání zkušební oblasti by mělo být podrobné.

Následně se odeberou minimálně 3 (lépe 4) vývrty z míst s nejnižší pevností betonu (podle NDT) a vypočtou se pevnosti v tlaku $f_{c,is}$. Charakteristická pevnost v tlaku je pak

$$f_{ck,is} = f_{c,is,průměrná}$$

Opět platí podmínka, že jednotlivé hodnoty se od průměru nesmí lišit o ± 15 %.

5.6 Vlastnosti betonů používaných v minulosti

5.6.1 Historie výroby betonu



Historie betonu, resp. raději řekněme směsi plniva a hydraulického pojiva, sahá do poměrně daleké minulosti. Výroba a využití betonu v tom smyslu, jak jej chápeme nyní, měla své počátky především v Anglii a Francii v 2. pol. 18. století. Postupně se znalosti i praktické dovednosti šířily do dalších zemí.

Principiálně není významný rozdíl mezi betony staršími a stávajícími z hlediska základních složek, stále se jedná o směs plniva (obvykle hutného kameniva), pojiva (které typicky tvoří cement) a vody. V jednotlivých složkách je však samozřejmě rozdíl:

- **Cement** – v minulosti se od současného lišil zejména jemností mletí (byl hrubší), granulometrií (měl různou velikost zrn), obsahem příměsí (dříve jen cement a struska, v současnosti celá škála příměsí).
- **Kamenivo** – v minulosti používány větší frakce – až do 63 mm, v současnosti max. do 22 mm, běžně do 16 mm. Velký rozdíl v kvalitě kameniva – v minulosti převážně těžené, neprané, v současnosti drcené
- **Voda** – v zásadě pořád stejná.
- **Přísady a příměsi** – Zejména plastifikační přísady umožnily ovlivnění vlastnosti betonu jak v čerstvém stavu a následně i ve stavu ztvrdlém. Díky nim i díky příměsím se v současnosti vyrábějí betony vysokopevnostní, přesahující 100 MPa. Z tohoto je patrný vývoj v technologii betonu, díky kterému je možné dosáhnout vyšší užitných vlastností betonu.

Kromě složek se výrazně změnila i technologie výroby betonu – od maloobjemových staveništních míchaček po centrální mísící jádra. V minulosti se používaly betony s konzistencí měkkou až zavlhlou, v současnosti se jedná většinou o tekuté, čerpatelné betony dopravované na stavbu v domíchávacích.

5.6.2 Problematika hlinitanového cementu v betonových nosných konstrukcích

Především v letech 1930 až 1960 byl hlinitanový cement používán i pro betony nosných konstrukcí staveb, proto u konstrukcí, které byly v těchto letech realizovány, je vhodné při posouzení způsobilosti zjistit, zda nebyl pro nosné konstrukce použit beton z hlinitanového cementu.

Hydratovaný hlinitanový cement mění svoje mechanické vlastnosti v průběhu let v závislosti na okolních podmínkách. Změny jsou důsledkem přeměny (konverze) hydratovaných slínkových minerálů, z hlediska termodynamiky, na stálejší formy, které se vyznačují menším molárním objemem, a to vede k vyšší porozitě betonu. Uvedena přeměna, zvaná konverze, probíhá pomalu (mnoho roků) i při teplotě 20 °C, ale s rostoucí teplotou rychlost reakce roste. Při teplotě 50 °C proběhne přeměna fází během několika hodin. Následkem tohoto procesu došlo k několika kolapsům staveb, jak na našem území, tak i v zahraničí.

5.6.3 Porovnání značení betonů v minulosti a současnosti

Často vystane potřeba provést porovnání betonu starších druhů, značek a tříd s pevnostními třídami uvedenými v ČSN EN 206. Pro převod platí Tab. 5.4.

Tab. 5.4.: Porovnání dřívějšího a současného značení betonu dle ČSN 73 0038

Beton				
druh	značka	třída	třída	pevnostní třída
ČSN 1090 (1931)	ČSN 73 2001 (1956)	ČSN 73 1201 (1967)	ČSN 73 1201 (1986)	ČSN EN 206+A2 (2021)
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	B 28	(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
				C 55/67
				C 60/75
				C 70/85
				C 80/95
				C 90/105
				C 100/115

Pozn.: Pevnostní třídy uvedené v závorkách nejsou v dané normě zavedeny

Srovnáme-li uvedené hodnoty, snadno zjistíme, že betony druhů „d“ a „e“, v minulosti ukládané i do nosných konstrukcí, jsou z dnešního pohledu zcela nepoužitelné. Avšak i použití v minulosti nadstandardních betonů druhu „f“ a „g“ je z dnešního hlediska pro některé betonové konstrukce méně vhodné, pro náročnější železobetonové konstrukce pak zpravidla nevhodné.

5.7 Autotest



Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory.

Otázka 5.1.: Jaké jsou možnosti (způsoby) odběru vzorků ztvrdlého betonu?

Otázka 5.2.: Jaké jsou rozměrové požadavky na jádrové vývrty určené pro zkoušení pevnosti v tlaku, včetně zohlednění velikosti kameniva?

Otázka 5.3.: Jak se principiálně určuje charakteristická pevnost v tlaku betonu

Otázka 5.4.: Co je to zkušební oblast a kolik jádrových vývrťů se odebírá z běžné a kolik z malé zkušební oblasti (pokud se zkouší pouze vývrty).

5.8 Shrnutí



Pevnost betonu v tlaku je podobně jako jiné fyzikálně mechanické charakteristiky náhodná veličina, a proto je nutné k jejímu vyhodnocení využít statistických metod s ohledem mimo jiné na nejistoty dané počtem výsledků měření a nedostatkem apriorních informací například o charakteru rozdělení pravděpodobnosti. Jednou z nejsledovanějších statistických charakteristik je tzv. charakteristická pevnost, která udává hodnotu, pro kterou platí, že pouze 5 % výsledků měření by mělo být menších než tato hodnota.

Posouzení charakteristické pevnosti betonu v tlaku v konstrukci je věnováno hned několik platných norem, zde je uveden postup podle ČSN EN 1990 a ČSN EN 13791. Obě normy uvádějí velmi podobný základní postup pro odhad 5 % kvantilu z normálního rozdělení, liší se pouze počtem požadovaných zkoušek (3 nebo 8).

Eurokód ČSN EN 1990 umožňuje využití jak normálního, tak i lognormálního rozdělení pravděpodobnosti a apriorní znalosti variačního koeficientu.

Podle nové normy ČSN EN 13791 je základem pro hodnocení zkušební oblasti, kde předpokládáme jednu pevnostní třídu betonu, minimálně 8 zkoušek na jádrových vývrtech o průměru $d \geq 75$ mm. Preferovány jsou vývrty se štíhlostním poměrem 2:1. V případě malé zkušební oblasti do 10 m^3 postačí 3 až 4 vývrty.

Betony používané v minulosti mají svá specifika. Pro přibližné porovnání vlastností betonů různého stáří a značení slouží tabulka dřívějších pevnostních tříd betonu uvedená v ČSN 73 0038. Vždy je však třeba tyto betony ověřovat pomocí zkoušek.

5.9 Studijní prameny

5.9.1 Seznam použité literatury

[5.1] CIKRLÉ, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P. NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2010. s. 133. ISBN: 978-80-214-4198–9.



[5.2] VYMAZAL, T., MISÁK, P., KUCHARCZYKOVÁ, B., Zajištění způsobilosti zkušební laboratoře a statistické hodnocení výsledků, Brno, 2009.

[5.3] CIKRLÉ, Petr; LOUTOCKÁ, Vlasta a UCHYTILOVÁ, Jitka. Průzkumy a opravy železobetonových konstrukcí meziválečného období. Metodický list MCMA v Brně. Brno: Národní památkový ústav, 2018. ISBN 978-80-7480-123-5.

[5.4] Dohnálek, J., Seidlerová, I. Dějiny betonového stavitelství v českých zemích do konce 19. století, Historický ústav ČSAV, Praha, 1991. ISBN 80-85268-08-6. 396 stran.

[5.4] Rovnaníková, P.; Bayer, P.; Vítek, L. Hlinitanový cement jako pojivo konstrukčního betonu – stav betonu z konstrukce mostu po 50 letech. Beton TKS, 2007, roč. 7, č. 3, s. 48-51. ISSN: 1213-3116.

[5.6] ČSN EN 13791 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. Praha, ÚNMZ, 2021.

[5.7] ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku. Praha, ÚNMZ, 2021.

[5.8] ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles, ÚNMZ, 2020

[5.9] ČSN EN 12390-1 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy, ÚNMZ, 2021

[5.10] ČSN EN 12390-4 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 4: Pevnost v tlaku – Požadavky na zkušební lisu, ÚNMZ, 2001

[5.11] ČSN EN 1990 ed. 2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. ÚNMZ, 2021

[5.12] ČSN EN 206 + A2 Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha, ÚNMZ, 2021.

5.9.2 Seznam doplňkové studijní literatury

[5.13] Rovnaníková Pavla, Cikrle Petr, Anton Ondřej, Dufka Ámos, Bydžovský Jiří: N_{pam} – materiálová charakteristika betonu; Stanovení materiálových charakteristik betonu ŽB konstrukcí na vzorcích odebraných z konstrukce. VUT v Brně, 2018.



6 ZKOUŠENÍ KOVOVÝCH KONSTRUKCÍ A VLASTNOSTI STARÝCH TYPŮ VÝZTUŽÍ A ŽELEZNÝCH PRVKŮ

6.1 Hodnocení existujících ocelových a litinových konstrukcí

6.1.1 Obecně



Vychází se z normy ČSN ISO 13822, z její doplňkové normy ČSN 73 0038 a příslušných platných norem pro zatížení a navrhování.

Z hlediska použitých materiálů je podstatná doba vzniku:

- U konstrukcí staveb postavených **do roku 1894** se předpokládá použití **svárkového železa** nebo **litiny**.
- U konstrukcí staveb postavených mezi lety **1895 a 1905** včetně je nutné ověřit, jaký materiál byl použit (svárkové železo, plávková ocel nebo litina). Druh materiálu se ověří zkouškami, zejména chemickým složením a metalografickými analýzami mikrostruktury.
- Konstrukce staveb provedené **po roce 1905** mohou být z **litiny** nebo **různých druhů oceli**.

Při hodnocení spřažených konstrukcí s obetonovanými tuhými vložkami je nutné zjistit, zda není narušeno spolupůsobení mezi ocelí a betonem (např. vlivem zatékání, koroze, degradace betonu).

6.1.2 Předběžný průzkum ocelových konstrukcí

Při průzkumu ocelových konstrukcí sledujeme deformace a přetvoření, statické modely, skutečné rozměry prvků a výskyt koroze. Dále sledujeme řešení a stav styků ocelových konstrukcí včetně spojovacích prvků, stav nosných svarů ocelové konstrukce.

Nejčastější příčiny poruch ocelových konstrukcí jsou:

- vliv nadměrné vlhkosti,
- agresivní prostředí,
- zatížení překračující maximální přípustné hodnoty,
- vady v projektové dokumentaci – nedostatečné dimenze prvků.

Nejčastější poruchou ocelových konstrukcí mohou být:

- nadměrné deformace a přetvoření prvků,
- ztráta stability vybočením, klopením,
- oslabení ocelových prvků korozí,
- porušení spojů a svarů.

Při průzkumu ocelových konstrukcí věnujeme pozornost zejména povrchové struktuře oceli, rozsahu koroze, rozměrům ocelového prvku, stavu styků a to zejména stavu nosných svarů a kotevních šroubů, velikosti přetvoření ocelových prvků. Stav ocelových prvků posuzujeme vizuální prohlídkou a dokumentujeme.

6.1.3 Zjištění vlastností kovových materiálů

Hodnoty vlastností materiálu ocelových (železných, litinových) konstrukcí, které se zjistí z původní dokumentace, se musí vždy alespoň informativně ověřit tvrdoměrnými zkouškami. Pokud z dokumentace není známa hodnota meze kluzu materiálu, ale známe rok provedení, je možné použít charakteristické hodnoty meze kluzu podle Tab. 6.1. (vždy je však vhodné ověření zkouškou).

Tab. 6.1.: Vlastnosti běžných typů kovových materiálů podle ČSN 73 0038

Rok výroby	Materiál pevnostní třídy	Dovolené namáhání σ_{adm} [MPa]	Charakter. mez kluzu f_y [MPa]	Mez pevnosti f_u [MPa]	Norma	
Do 1894	Svářkové železo	130	210	340		
1895-1904	Svářkové železo	130	210	340	Nařízení 97/1904	
	Plávková ocel	140	230	360		
1905-1937	Plávková ocel	140	230	360	ČSN 1230	
1938-1950	37 (S235)	140	230	360	ČSN 1232	
	52 (S355)	195	335	490		
1951-1968	37 (S235)	tloušťka $t \leq 25$ mm	140	230	Směrnice pro mosty ČSN 736202 ČSN 736204	
		> 25 mm	130	210		340
	52 (S355)	≤ 16 mm	210	360		510
		> 17 mm	200	340		490
1969-1985	37 (S235)	≤ 25 mm		235	ČSN 736205	
		> 25 mm		215		360
	52 (S355)	≤ 50 mm		355		510
1986-1998	37 (S235)	≤ 25 mm		235	ČSN 736205 ISO 13822 EN 10025-2	
		> 25 mm		215		360
	52 (S355)	≤ 25 mm		355		510
		> 25 mm		335		470
Po r. 1998	S235	≤ 40 mm		235	ČSN 736205 ISO 13822 EN 10025-2	
	S235	$40 < t \leq 80$		215		360
	S275	≤ 40 mm		275		430
	S275	$40 < t \leq 80$		255		410
	S355	≤ 40 mm		355		510
	S355	$40 < t \leq 80$		335		470

Pro kovové konstrukce postavené po roce 1966 se charakteristické hodnoty meze kluzu a pevnosti v tahu převezmou z platných norem pro navrhování ocelových konstrukcí pro odpovídající řady ocelí a jejich nového značení.

Zjišťuje se rovněž míra koroze jednotlivých částí konstrukce, včetně spojovacích prostředků (šroubů, nýtů) a stanoví se velikost zbytkových průřezů (korozní oslabení konstrukčních prvků). Za tímto účelem je potřebné konstrukci očistit.

U existujících konstrukcí se šroubovanými nebo nýtovanými spoji se provede kontrola těchto spojů. U existujících svařovaných konstrukcí se provede kontrola svarů.

Návrhová pevnost oceli (plátkové) a svářkového železa se určí na základě charakteristické pevnosti a dílčího součinitele materiálu γ_m podle vztahu:

$$f_d = \sigma_{adm} \cdot \frac{\mu}{\gamma_m}$$

Kde σ_{adm} je dovolené namáhání materiálu

γ_m je dílčí součinitel materiálu

Informativní návrhové hodnoty pevnosti pro litinu jsou uvedeny v tab. Tyto už se nedělí dílčím součinitelem spolehlivosti.

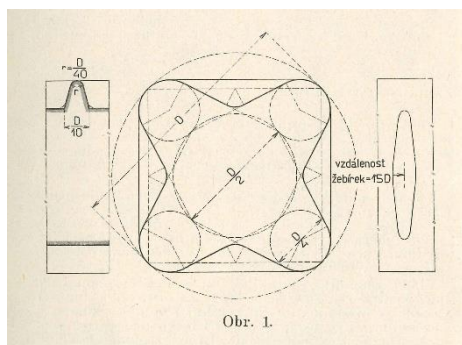
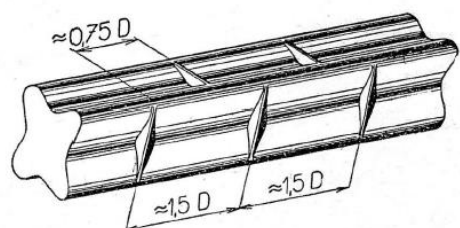
Tab. 6.2.: Informativní návrhové hodnoty pevnosti litiny

Prvky konstrukce	Návrhová hodnota pevnosti orientačně [MPa]	
	v tlaku a v tlaku za ohybu	v tahu a v tahu za ohybu
Sloupy	100	45
Ostatní prvky	65	30

6.1.4 Druhy a vlastnosti starších výztuží do betonu

Zpočátku je beton vyztužován téměř výhradně pomocí výztuže s kruhovým průřezem a s hladkou úpravou povrchu. Tato výztuž má obvykle výbornou tažnost a nižší mez kluzu a pevnost v tahu (proti jiným typům např. strojních ocelí). Z důvodu nízké soudržnosti s betonem musí být na koncích ohnuta do tvaru polokruhových háků.

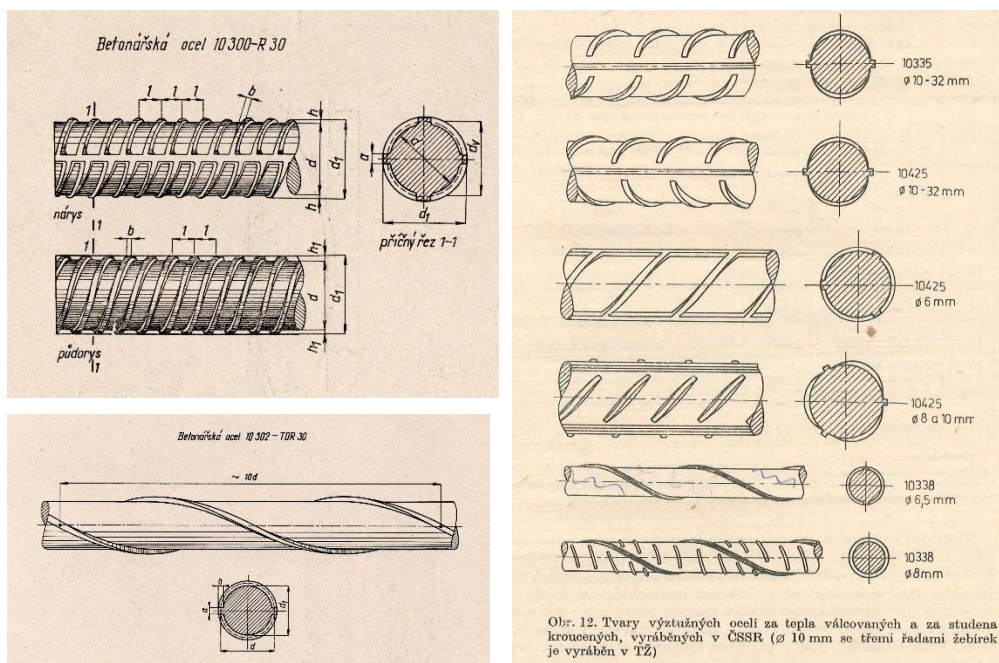
Postupem doby od 30. let 20. stol. se postupně zvyšuje pevnost betonu, a s tím roste snaha více využívat kvalitnější druhy výztuže s cílem snížit její hmotnost a zefektivnit a zlevnit stavební výrobu. Starší typy výztuží však díky úpravě povrchu nebyly schopny zajistit dostatečnou míru soudržnosti s betonem. Výjimkou byla výztuž československé výroby označovaná „ROXOR“, patentovaná Pražskou železářskou společností – viz Obr. 6.1. Díky svému typickému průřezu ve tvaru zaobleného kříže s příčnými výstupky byla na svou dobu velmi progresivní a oblíbená a stala se obecným názvem pro výztuž.



Obr. 6.1.: Výztuž Roxor používaná od 30. let 20. století [6.4].

Bohužel po 2. světové válce došlo ke snížení kvality této oceli – na konci 50. let bylo zjištěno, že až u 25 % vzorků nebyla dodržena normová mez kluzu 380 MPa, v některých případech byl pokles výrazný, až na 290 MPa. Proto byla výztuž Roxor z výroby postupně stahována a poslední měla být vyráběna kolem roku 1960, ve skutečnosti však výroba probíhala ještě v průběhu 60. let.

V Československu byl v roce 1958 vypracován návrh na zcela nový sortiment výztužných ocelí, s důrazem na kvalitnější oceli s vyšší mezí kluzu, reprezentovaný výztužemi typu R 30, TOR 30, Rs 40 apod. – viz Obr. 6.2. Tyto výztuže byly charakteristické příčnými žebírky pod různými úhly, která měla zajistit dobrou soudržnost s betonem, avšak ukázalo se, že tvar a sklon žebírek je nevhodný z důvodu vzniku napětí a trhlin v betonu. Od roku 1970 se tedy začínají používat nové druhy výztuže pod označením E, J, V, K, T a R, které přetrvaly až do 90. let 20. století (Obr. 6.2).



Obr. 6.2.: Vlevo výztuže 10300 - R 30 a 10302 - TOR 30, používané krátce v 50. a 60. letech 20. století, vpravo výztuže 10335 J, 10425 V a 10338 T, používané od roku 1970. [6.2, 6.3]

Vlastnosti všech uvedených výztužných ocelí jsou uvedeny v ČSN 73 0038.

6.2 Laboratorní zkoušky výztužných ocelí

6.2.1 Základní vlastnosti oceli



Ocel je ve stavebnictví používána velmi často a většinou tvoří součást nosných konstrukcí. Proto je k ověření mechanických, technologických a fyzikálních vlastností oceli předepsána celá řada zkoušek. Základní normové hodnoty vlastností stavebních ocelí jsou následující:

- hustota a objemová hmotnost 7850 kg/m³;
- modul pružnosti 210 GPa;
- pevnost v tahu (podle obsahu uhlíku) 250 až 2 000 MPa;
- při teplotě nad 300 °C pevnost začíná klesat, při teplotě nad 500 °C pevnost klesá na 50 % původní hodnoty a ztrácí se i výrazná mez kluzu;
- tažnost - houževnaté oceli přes 20 %;
- křehké oceli méně než 10 %.

6.2.2 Zkouška tahem za pokojové teploty (ČSN EN ISO 6892-1)

6.2.2.1 Podstata zkoušky

Zkouška spočívá v deformaci zkušební tyče tahovým zatížením, obvykle do přetržení, za účelem zjištění jedné nebo více mechanických vlastností.

6.2.2.2 Měřené veličiny

- d je průměr válcové tyče zjištěný měřením v úloze 11.3, v mm;
- L_o je počáteční měřená délka v mm;
- L_t je celková délka zkušební tyče v mm;
- L_u je měřená délka zkušební tyče po přetržení v mm;
- S_o je počáteční plocha příčného průřezu zkušební tyče v mm²;
- S_u je nejmenší plocha příčného průřezu zkušební tyče po přetržení v mm²;
- F_e je zatížení na mezi kluzu v N/mm²;
- F_m je největší zatížení v N/mm²;

6.2.2.3 Určení počáteční měřené délky L_o

Protažení tyče není rovnoměrné po její délce. V místě přetržení je největší, se vzdáleností od tohoto místa se zmenšuje. Proto je třeba tažnost vyhodnocovat na úseku tyče o určité délce, tzv. počáteční měřené délce, která se neurčuje měřením, ale výpočtem. Pro zkoušení ocelí se přednostně používají poměrné zkušební tyče, u kterých je počáteční měřená délka vztažena k počátečnímu průřezu podle rovnice

$$L_o = k \cdot \sqrt{S_o}$$

Mezinárodně přijatá hodnota pro k je 5,65. Počáteční měřená délka L_o nesmí být kratší než 20 mm. Jestliže příčný průřez tyče nevyhovuje požadavku pro $k = 5,65$ (například u tenkých drátů), používá se vyšší hodnota (přednostně $k = 11,3$) anebo nepoměrné zkušební tyče, u nichž L_o nesouvisí s plochou.

V případě zkušebních tyčí kruhového průřezu (např. hladká výztuž do betonu) platí

$$L_o = 5,65 \cdot \sqrt{S_o} = 5,65 \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 5 \cdot d$$

Hodnota L_o se udává zaokrouhlená na nejbližší násobek 5 mm.

6.2.2.4 Značení počáteční měřené délky

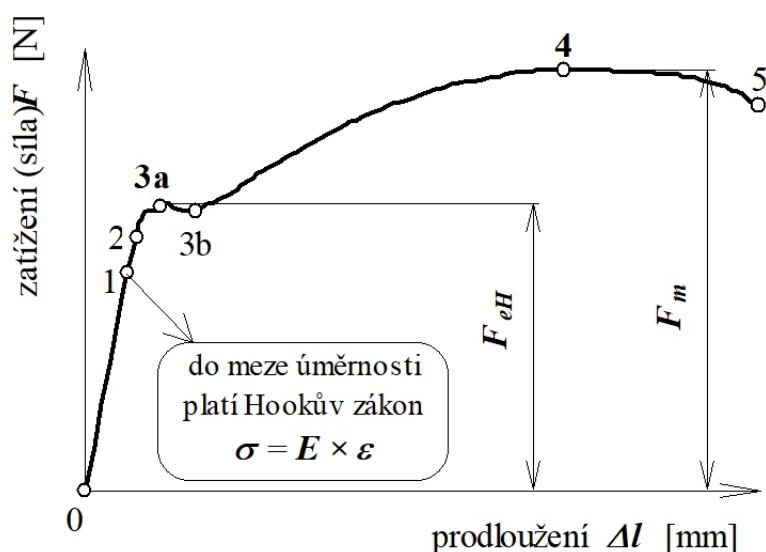
V případě manuálního stanovení tažnosti A celou zkoušenou délku zkušební tyče L_c označíme jemnými značkami tak, aby značky nevytvořily vrub, jež by mohl vyvolat předčasný lom.

6.2.2.5 Volba měřené délky průtahoměru

Měřená délka průtahoměru L_e se má co nejvíce blížit zkoušené délce zkušebního tělesa. Ideálně má být větší než $0,50 L_o$, avšak menší než $0,9 L_c$. Tím má být zaručeno, že průtahoměr zaznamená všechny případy plastického kluzu, k nimž dochází ve zkušebním tělese. Kromě toho se má L_e přibližně rovnat L_o , z důvodu snímání parametrů „při“ nebo „po“ dosažení maximálního zatížení.

6.2.2.6 Upnutí a zatěžování zkušební tyče

Před vlastním upnutím zkušební tyče se měřicí systém musí nastavit na nulu a poté už se nesmí měnit. Po označení upneme tyč do čelistí zkušebního stroje (vhodným způsobem), a zatěžujeme předepsanou rychlostí. Po přetržení tyče změříme délku L_u a nejmenší průměr zkušební tyče pro vyhodnocení tažnosti a kontrakce. Pevnost v tahu vypočítáme z největšího zatížení odečteného na stupnici lisu. Mez kluzu vypočítáme z hodnoty zatížení odečtené z vykreslené křivky zatížení–prodloužení (pracovního diagramu) – viz Obr. 6.3.



Obr. 6.3.: Křivka prodloužení–zatížení (pracovní diagram) oceli s vyznačením výrazných mezí: 3a) síla na mezi kluzu horní F_{eH} , 3b) síla na mezi kluzu dolní F_{eL} , 4) síla na mezi pevnosti v tahu F_m .

6.2.2.7 Stanovení horní a dolní meze kluzu

Výrazná mez kluzu je napětí, při kterém dochází ke kluzovému jevu, tj. k vzniku plastické deformace bez přírůstku zatížení. Rozlišuje se:

- horní mez kluzu R_{eH} : napětí odpovídající prvnímu okamžiku poklesu zatížení;
- dolní mez kluzu R_{eL} : nejnižší napětí v průběhu plastického kluzu.

Horní mez R_{eH} v N/mm^2 , respektive dolní mez R_{eL} v N/mm^2 , se určí z křivky zatížení–prodloužení jako nejvyšší, respektive nejnižší hodnota napětí:

$$R_{eH} = \frac{F_{eH}}{S_o} \quad R_{eL} = \frac{F_{eL}}{S_o}$$

Odpovídající zatížení F_{eH} se odečte jako maximální hodnotu zatížení před prvním poklesem zatížení, zatížení F_{eL} se odečte jako minimální hodnota zatížení při plastickém kluzu.

6.2.2.8 Výpočet meze pevnosti v tahu

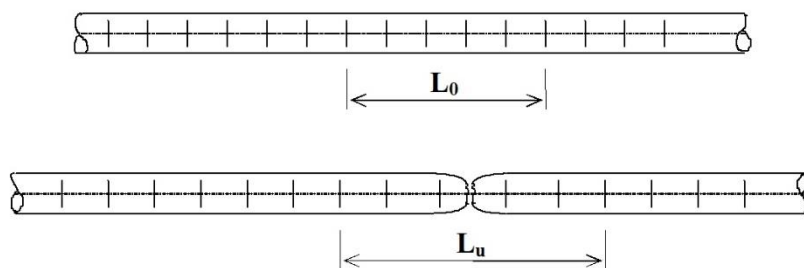
Mez pevnosti v tahu R_m v N/mm^2 je napětí odpovídající největšímu zatížení F_m a vypočítáme ji ze vztahu

$$R_m = \frac{F_m}{S_o}$$

6.2.2.9 Stanovení tažnosti

Tažnost A je trvalé prodloužení měřené délky po přetržení, vyjádřené v % počáteční měřené délky. Zjišťuje se v místě přetržení, do kterého přeneseme měřenou délku (obr. 11.3). Tažnost A v % se stanoví ze vztahu

$$A = \frac{L_u - L_o}{L_o} \cdot 100$$



Obr. 6.4.: Přenesení počáteční měřené délky do místa lomu

Poznámka: V případě použití poměrných zkušebních tyčí, kdy je konstanta k jiná než 5,65, musí být symbol A doplněn indexem vyjadřujícím součinitel poměrnosti, např. $A_{11,3}$. V případě nepoměrných zkušebních tyčí se doplní index značící počáteční měřenou délku v mm, např. $A_{80 \text{ mm}}$.

6.3 Zkoušky na kovových konstrukcích in situ

V následující kapitole bude popsáno několik metod pro stanovení vlastností kovových prvků přímo v konstrukci. Přehled není vyčerpávající a reflektuje spíše škálu přístrojů dostupných na FAST ve výuce.

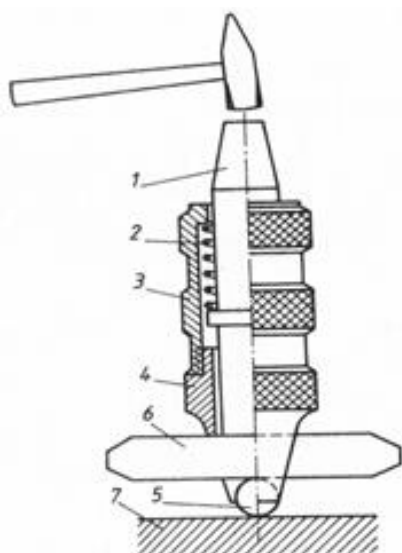


6.3.1 Zkouška tvrdosti metodou POLDI

6.3.1.1 Podstata zkoušky

Metoda není normována. Je však vhodná k rychlému ověření tvrdosti a pevnosti zejména zabudovaných kovových materiálů v konstrukcích, protože zkušební přístroj je snadno přenosný – viz *Obr. 6.5*.

Při zkoušce porovnáváme průměr vtisku na srovnávací tyčince o známé tvrdosti s průměrem vtisku v materiálu o neznámé tvrdosti. Aby byly oba vtisky srovnatelné, vytvoříme je jedním rázem kladiva, kterým zatlačíme ocelovou kalenou kuličku **současně do tyčinky i zkoumaného materiálu**.



Legenda:

1 – úderník

2 – pružina

3 – tělo

4 – nástavec

5 – kulička o \varnothing 10 mm

6 – srovnávací tyčinka

7 – zkoušený materiál

Obr. 6.5.: Zkouška tvrdosti metodou Poldi

6.3.1.2 Zkušební zařízení a pomůcky

- přístroj POLDI;
- ocelová srovnávací tyčinka o jmenovité tvrdosti HB = 197 (pevnost v tahu 70 kp/mm²);
- ocelová palička o hmotnosti 1 kg až 2 kg;
- měřicí lupa;
- smirkové plátno.

6.3.1.3 Postup při zkoušce

Přístroj se zasunutou tyčinkou postavíme kolmo na povrch očištěného zkušebního předmětu nebo části konstrukce. Zkoušený materiál musí být pevně

podepřen. Ocelovou paličkou krátce uhodíme na razidlo (Obr. 6.5.). Průměr vtisku ve srovnávací tyčince (d_1) a v materiálu (d_2) změříme ve dvou navzájem kolmých směrech čtecí lupou s přesností $\pm 0,05$ mm (v případě tyčinky čteme pod úhlem 45° od podélné osy, aby rýha v ose tyčinky nezakreslila výsledky měření). Před každým dalším úhozem posuneme tyčinku v přístroji asi o 8 mm.

6.3.1.4 Součinitel γ

Skutečná hodnota tvrdosti tyčinky je vyjádřena její pevností v tahu vypočítanou z Brinellovy tvrdosti a vyznačenou blízko jejího zkoseného konce. Kromě toho je na tyčince vyznačen převodní součinitel γ , vyjadřující na tři desetinná místa poměr skutečné pevnosti k jmenovité (70 kp/mm^2). Na Obr. 6.6 značí hodnota 73 pevnost v tahu srovnávací tyčinky v dříve užívaných jednotkách 73 kp/mm^2 (cca 730 MPa), hodnota 1,042 je součinitel $\gamma = 73/70 = 1,042$.



Obr. 6.6.: Srovnávací tyčinka Poldi s vyznačením meze pevnosti v tahu ve starších jednotkách 73 kp/mm^2 a hodnoty součinitele $\gamma(1,042)$.

6.3.1.5 Vyhodnocení

Tvrdość kovu (u ocelových výrobků též pevnost v tahu) vyhledáme na základě změřených průměrů vtisků d_1 a d_2 v tabulkách, které ke každému přístroji dodává výrobce. Tabulky jsou zpracovány pro každý kov a jeho slitinu zvlášť. Skutečnou hodnotu tvrdosti získáme vynásobením tabulkové hodnoty součinitelem γ vyznačeným na tyčince.

6.3.2 Stanovení tvrdosti a pevnosti v tahu přenosným přístrojem Computest SC podle Rockwella

6.3.2.1 Podstata zkoušky

Jedná se o modifikovanou metodu stanovení tvrdosti podle Rockwella. Při zkoušce se zatlačuje předepsaným zatížením diamantový kužel do povrchu zkoušeného materiálu a po odtížení se změní trvalé zvětšení hloubky vtisku e vnikacího tělesa. Z hodnoty e se určí tvrdost podle Rockwella.

6.3.2.2 Zkušební zařízení

Jedním z možných zařízení je přenosný tvrdoměr **COMPUTEST SC** od švýcarské firmy Ernst Härteprüfer SA – viz Obr. 6.7. Jedná se o universální přenosný tvrdoměr založený na přesné statické metodě, umožňující přesné a spolehlivé vedení diamantového hrotu v měřící sondě. V měřící hlavě je umístěn pohyblivý senzor umožňující odečet hloubky vpichu v rozsahu od 0 do 100 mikrometru. Zkušební síla je 49 N (5 kg), předzatížení je 11,8 N (1,2 kg). Přístroj zobrazuje

hodnoty buď v obvyklých jednotkách tvrdosti, anebo přímo pevnost v tahu v MPa. Metoda je normována podle německé normy DIN 50 157.



Obr. 6.7.: Přenosný tvrdoměr COMPUTEST SC od švýcarské firmy Ernst Härteprüfer SA, pracující na principu tvrdoměru podle Rockwella.

6.3.2.3 Úprava zkušebních míst a provedení zkoušky

Při zkoušení tvrdoměrem COMPUTEST SC (nebo novější verzí e-Computest), což je metoda podle Rockwella modifikovaná pro zkoušení in situ, je důležité zejména důkladné obroušení povrchu – zbavení povrchu nátěru a korozních produktů. Na hladkém a obroušeném povrchu se následně provede vlastní měření – zatlačení diamantového hrotu předepsanou silou 50 N – viz *Obr. 6.8.*



Obr. 6.8.: Příprava povrchu obroušením nátěru (vlevo) a vlastní provedení zkoušky zatlačáním přístroje silou 50 N po předepsanou dobu.

Vzdálenost jednotlivých vniků musí být minimálně 5 mm od sebe, anebo 5 mm od středu vniku a okraje zkoušeného prvku.

Pro zkoušení je velmi důležité, aby byl měřící hrot v rámci tolerance nastaven přesně na povrch zkoušeného obroušeného prvku. Při použití podstavce tvaru písmene „V“ a nastavení vzdálenosti kalibrační měrkou je možné měřit i zaoblené povrchy – viz Obr. 6.9.



Obr. 6.9.: Příprava měření na zaoblených površích (např. trubkách) použitím podstavce ve tvaru „V“ a nastavením vzdálenosti od povrchu pomocí kalibrační měrky.

6.3.2.4 Vyhodnocení zkoušek

Výsledkem měření je přímo hodnota meze pevnosti v tahu oceli R_m vyjádřená v MPa. Počet hodnot na jednom zkušebním místě není stanoven, avšak v rámci modifikované metodiky je požadováno získat minimálně 3 hodnoty na každém zkušebním místě, které se neliší o více než $\pm 10\%$ od společného průměru. Proto se měření provádí více (min 5), aby bylo možné odlehle hodnoty vyřadit. Poznámka: Při nesprávném způsobu měření dojde obvykle k nadvýšení pevnosti v tahu. Je to dáno principem zkoušky – při nedostatečném zatížení (např. se pohne ruka při vyvození přtlaku) dojde k zatlačení hrotu do menší hloubky, což přístroj vyhodnotí jak podstatně tvrdší materiál.

Minimální počet zkušebních míst se řídí normou ČSN ISO 13822 (min 3, doporučeno alespoň 8). Následné vyhodnocení se provádí podle doplňkové normy ČSN 73 0038 a je podobné jako pro jiné materiály (např. beton):

Z výsledků n zkoušek x_1, x_2, \dots, x_n materiálové vlastnosti X se stanoví průměr m_x , směrodatná odchylka s_x , a variační součinitel V_x , podle vztahů

$$m_x = \frac{\sum x_i}{n} ; \quad s_x^2 = \frac{\sum (x_i - m_x)^2}{n-1} ; \quad V_x = \frac{s_x}{m_x}$$

Za předpokladu normálního rozdělení materiálové vlastnosti X se pak charakteristická hodnota X_k (dolní 5% kvantil) stanoví ze vztahu:

$$X_k = m_x(1 - k_n V_x),$$

kde k_n je součinitel pro stanovení 5% kvantilu (viz kapitola 4.).

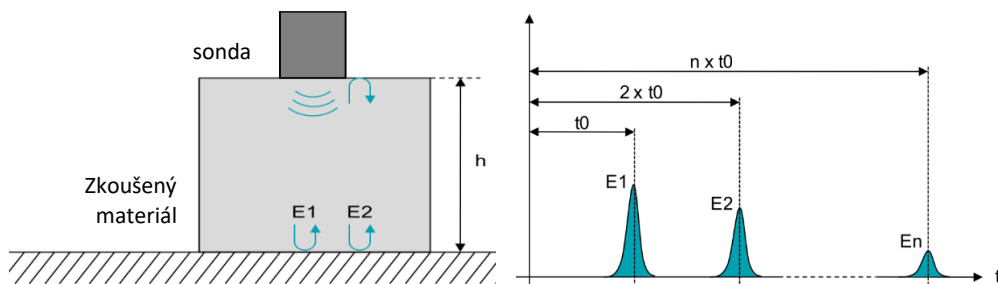
6.3.3 Měření tloušťky stěn kovových prvků ultrazvukem

6.3.3.1 Podstata zkoušky

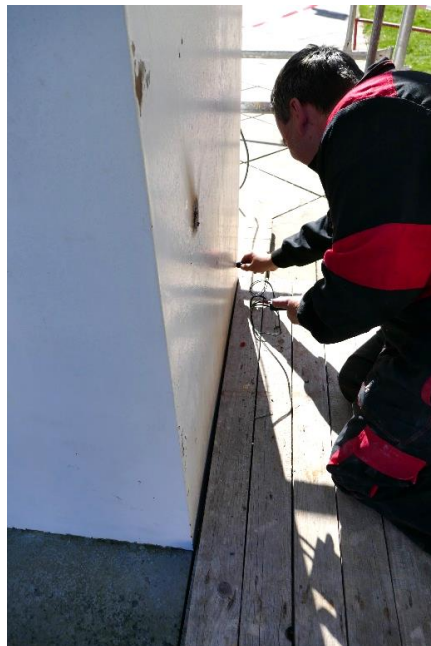
Pro měření tlouštěk materiálů se používají přenosné tloušťkoměry. Ultrazvukové tloušťkoměry používají ultrazvukovou odrazovou metodu a celou řadu různých sond jak jednoduchých, tak i dvojitých frekvencí.

6.3.3.2 Přístrojové vybavení

Jedním z dostupných přístrojů ve stavebnictví je ultrazvukový tloušťkoměr **Zonotip** od firmy Proceq. Tento ultrazvukový tloušťkoměr je určen k měření tlouštěk jak železných, tak i neželezných kovů (hliník, měď apod.) ale i dalších materiálů s nízkým útlumem ultrazvuku (např. polymerů). K měření používá dvojitý ultrazvukový impuls procházející přes objekt z jednoho povrchu na druhý (*Obr. 6.10*). Tato hodnota je následně převedena na tloušťku daného materiálu. Přístroj ukazuje přímo výslednou hodnotu tloušťky – viz *Obr. 6.11*



Obr. 6.10.: Určení tloušťky objektu pomocí ultrazvukových impulsů [6.9].



Obr. 6.11.: Ukázka měření tloušťky příruby a stěny přístrojem Zonotip.

6.4 Autotest



Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci kapitoly.

Otázka 6.1.: Kdy lze v ocelových prvcích a konstrukcích očekávat svářkové železo, plávkovou ocel a litinu?

Otázka 6.2.: Na jakém principu je založena metoda Poldi kladívka?

Otázka 6.3.: Jak se vypořádáte při měření tvrdosti přístrojem Computest se zaoblenými povrchy?

Otázka 6.4.: Jaká nedestruktivní metoda se používá pro měření tloušťky stěn ocelových prvků?

6.5 Shrnutí



Ocelové prvky a konstrukce se hodnotí podle zásad uvedených v ČSN ISO 13822 jako jiné existující konstrukce. Pro hodnocení je dosti podstatný rok vzniku konstrukce, neboť do konce 19. století se používalo svářkové železo a případně litina, od počátku 20. století byla zavedena výroba plávkové oceli a dále se používala i litina. Vlastnosti starších typů ocelí, ale i výztuží do betonu jsou uvedeny v ČSN 73 0038.

Základem laboratorního zkoušení oceli je zkouška tahem. Nejdůležitějšími zjišťovanými veličinami jsou mez kluzu (horní, dolní) a tažnost, dále se zjišťuje mez pevnosti v tahu a kontrakce.

Zkoušení oceli in situ vychází z těsné závislosti mezi pevností v tahu a tvrdostí kovových materiálů. Ve stavebnictví se stále ještě používá tradiční Poldi kladívko se srovnávací tyčinkou o známé tvrdosti a pevnosti, lepší výsledky však dává např. přenosný tvrdoměr založený na Rockwellově principu (např. Computest SC nebo novější e-Computest). Zatlačení diamantového hrotu silou 50 N do obroušeného povrchu ocelové konstrukce získáme přímo hodnotu pevnosti vtahu.

Pro stanovení tloušťky stěn a pásnic ocelových prvků pak lze využít některý z ultrazvukových tloušťkoměrů, např. Zonotip.

6.6 Studijní prameny

6.6.1 Seznam použité literatury



[6.1] CIKRLÉ, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P. *NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV*. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2010. s. 133. ISBN: 978-80-214-4198- 9.

[6.2] Polesný, V. *Nové betonářské oceli ve stavebnictví*, SNTL Praha, 1963, DT669.14.018.29. 155 stran.

- [6.3] Bažant, B. a kol. Železobetonové konstrukce a nové výztužné materiály. 1. vydání SNTL Praha, 1979. DT624.012.45, 254 stran
- [6.4] Brebera, A. *Nová výztuž betonu ocel „ROXOR“*. Zprávy veřejné služby technické, ročník XVI., číslo 3, Praha: 1934.
- [6.5] Vojtěch Bartoň *Předběžný průzkum a hodnocení budovy před rekonstrukcí*. Brno, 2018. 83 s. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
- [6.6] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí. Praha: ÚNMZ, 2015.
- [6.7] ČSN 73 0038 (730038): Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení. Vyd. 1. Praha: ÚNMZ, 2019.
- [6.8] ČSN EN ISO 6892-1 Kovové materiály - Zkoušení tahem - Část 1: Zkušební metoda za pokojové teploty. Vyd. 1. Praha: ÚNMZ, 2021.

6.6.2 Odkazy na další studijní zdroje a prameny

[6.9]

https://media.screeningeagle.com/asset/Downloads/Zonotip_Operating%20Instructions_English_high.pdf. Dostupné online dne: 30. 9. 2023.



7 STANOVENÍ POLOHY VÝZTUŽE METODOU VÍŘIVÝCH PROUDŮ

7.1 Úvod



Ve stavební praxi se často setkáváme s potřebou najít a lokalizovat výztuž v železobetonové konstrukci. K dispozici máme několik metod, které lze rozdělit podle míry invazivního zásahu do konstrukce. V zásadě se jedná o metody:

Destruktivní (invazivní):

- Odkryvné sondy (sekané, vrtané);
- Jádrové vývrty (zde se obvykle nejedná o záměr, avšak výztuž obsažená ve vývrtech musí být popsána a může být využita např. k určení druhu oceli a přesnému změření průměru.

Nedestruktivní (neinvazivní):

- Vířivé proudy, známé též jako elektromagnetické indikátory výztuže;
- Radiografická metoda (gamagrafie nebo rentgenografie) – metoda založená na průchodu záření betonem a jeho výrazném zeslabení na ocelových prutech výztuže. Metoda je v současné době pro železobetonové konstrukce na ústupu, neboť od nebezpečného záření gama se ustupuje, rentgenografie zase není vhodná pro většinu železobetonových prvků.
- GPR – radar. Metoda je v současné době na vzestupu, z velké části nahrazuje dříve rozšířenou radiografii.

Metoda elektromagnetických indikátorů (vířivých proudů) je v současné době zřejmě nejpoužívanější nedestruktivní metodou, a to zejména z důvodu lepší finanční dostupnosti a pestřejší nabídky přístrojů. Výhodou metody je čistě nedestruktivní charakter.

Ve srovnání s dalšími nedestruktivními metodami – radiografií a radarem – je metoda vířivých proudů výrazně levnější, proti radiografii navíc zcela bezpečná z hlediska nebezpečného záření. Na druhé straně s ní nelze zjistit složitější případy vyztužení. Jako ideální se tak jeví vzájemná kombinace dvou nedestruktivních metod – radaru a vířivých proudů, doplněná o citlivé lokální obnažení výztuže.

7.2 Princip metody



Všechny typy vyhledávačů kovů jsou založeny na elektromagnetickém principu. Vlastní konstrukce (provedení) vyhledávačů je tvořena dvěma částmi: sondy (vyhledávací hlavy) a elektronických obvodů, které jednak generují signál pro buzení vyhledávací hlavy a jednak vyhodnocují přijímaný signál. Vyhledávací hlavy obsahují jednu nebo několik cívek buzených časově proměnným

elektrickým proudem. Tyto cívky vytváří (generují) časově proměnné primární magnetické pole, které proniká ke kovovému (hledanému) cíli.

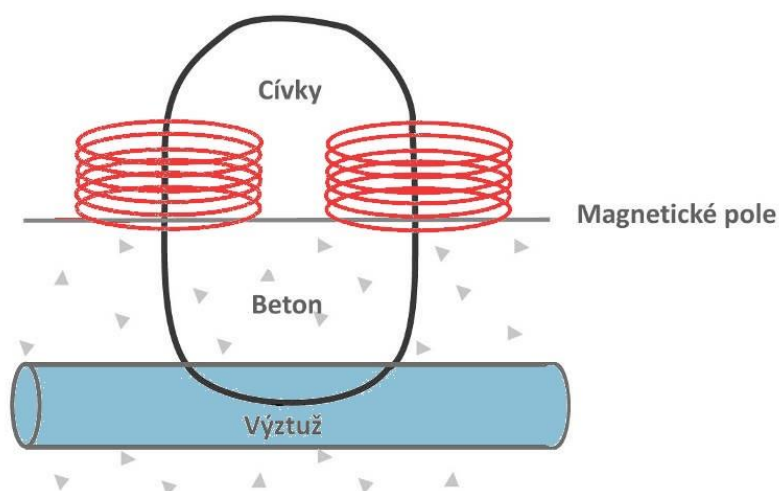
Primární elektromagnetické pole je hledaným cílem deformováno (modifikováno) a vytváří tak sekundární elektromagnetické pole, které působí na přijímací cívku vyhledávací hlavy a indukuje v ní elektrické napětí, které je dále zpracováno a vyhodnoceno elektronickými obvody.

Popsaný základní princip zahrnuje celou řadu možností pro základní konstrukce vyhledávačů. Jednotlivé konstrukční varianty se mohou lišit:

- Počtem cívek vyhledávací hlavy (1, 2 nebo 3), jejich prostorovým uspořádáním a tvarem primárního magnetického pole,
- Různou frekvencí a časovými průběhy budícího signálu (sinusový, pulsní).
- Provedením cívek vyhledávací hlavy (cívky mají vzduchové nebo magnetické jádro).
- Způsobem vyhodnocení změn napětí na vyhledávací cívce při přítomnosti a nepřítomnosti kovového cíle.
- Vyhodnocovanou (dominantní) vlastností vyhledávaného cíle – vyhodnocení magnetické vodivosti nebo elektrické indukce.

Běžně užívanou metodou pro vyhledávání kovů je metoda, která využívá magnetických vlastností hledaného materiálu. Tyto přístroje vyhodnocují změnu magnetického odporu magnetického obvodu.

V poslední době užívanou metodou je metoda založená na pulsně – indukční technologii, která má cívky vyhledávací hlavy bez magnetického jádra, a tudíž je odolná vůči výše uvedeným vlivům. Princip měření a průběh magnetických siločar je znázorněn na *Obr. 7.1.*



Obr. 7.1.: Princip měření pomocí sondy s pulsně – indukční technologií

7.3 Využití metody vířivých proudů



K nejčastějšímu využití metody v praxi patří:

- Stanovení množství a polohy výztuže při průzkumu existujících železobetonových konstrukcí, od nichž se ztratily plány. Moderní přístroje umožňují rovněž poměrně přesný odhad průměru výztuže.
- Zjištění, zda je beton vůbec vyztužen.
- Ověření, zdali je výztuž na správném místě.
- Kontrola kvality nově prováděných konstrukcí, zejména z hlediska dodržení předepsané krycí vrstvy.
- Lokalizace výztuže v případech, kdy je nutné v konstrukci vyvrtat prostupy nebo odebrat vzorky.

Metoda však má ovšem i určitá omezení daná fyzikálním principem. Mezi hlavní omezující faktory patří:

- Dosah přístrojů – při použití běžných sond 60 mm až 100 mm, při použití hloubkových sond 150 mm až 220 mm (pozor, v těchto hloubkách už je možné pouze zjistit přítomnost výztuže, nikoliv přesný počet prutů či přesnou hodnotu krytí).
- Efektivní měření touto metodou se odehrává při krytí 0 až 60 mm, maximálně 80 mm.
- Ovlivnění sousední výztuží – nelze rozlišit pruty výztuže, pokud jsou „příliš“ blízko sebe (to závisí na průměru výztuže a velikosti krycí vrstvy).
- V blízkosti silných elektromagnetických polí, např. od elektrické trakce, může být měření přímo znemožněno.
- Pomocí elektromagnetických indikátorů nelze zjistit výztuž v druhé rovnoběžné vrstvě.
- Nelze zjistit druh výztuže
- Nelze zjistit míru koroze výztuže (lze jinou metodou, např. vodivého poločlánku).

Metoda je tím úspěšnější, čím je vyztužení jednodušší. Nejlépe se měří osamocené pruty v hloubce od 0 do 60 mm. Např. při průzkumu železobetonového skeletu se výztuž ve sloupech a deskách zjišťují elektromagneticky (pro zjištění druhu, průměru a koroze se výztuž lokálně obnaží), zatímco výztuž v trámech a průvlacích (zejména u spojitých nosníků nad podporou) nelze zjistit jinak než radarem, často v kombinaci s cílenou odkryvnou sondou.

7.4 Přehled a porovnání přístrojů pro lokalizaci výztuže

7.4.1 Přehled přístrojů



Na trhu je celá řada indikátorů výztuže a kovů velmi rozdílných z hlediska kvality i ceny. Každý zájemce o takový přístroj by měl vědět, jaké jsou klady a zápory

této metody a jakou přesnost při hledání výztuže či jiných zabudovaných prvků očekává. V zásadě platí, že od levného přístroje nelze očekávat zázraky, ovšem jistá omezení mají i nejdražší přístroje.

Do kategorie profesionálních přístrojů dostupných na trhu patří

- PS 300 Ferrosan od firmy Hilti (Obr. 7.2.);
- Profometer PM-6 (Obr. 7.2.) od firmy Proceq (konec prodeje prosinec 2022);
- Profometer PM 8000 PRO od firmy Proceq (Obr. 7.3.), v prodeji od konce roku 2022.



Obr. 7.2.: Profesionální přístroje pro vyhledávání výztuže – vlevo PS 300 Ferrosan od firmy Hilti [7.5], vpravo Profometer PM-630 od firmy Proceq.



Obr. 7.3.: Profesionální přístroj pro vyhledávání výztuže – Profometer PM8000 Pro od firmy Screening Eagle [7.6].

Výhodou těchto přístrojů je kromě vysoké přesnosti a celé řady funkcí včetně stanovení krytí a průměru výztuže rovněž možnost skenování povrchu a následného vyhodnocení dat v PC. Detektor PS 300 Ferrosan umožňuje navíc bezdrátový přenos dat, což usnadňuje měření. Vzhledem ke své konstrukci je však určen spíše pro větší plošné prvky. Pro měření krytí a průměru se zase lépe uplatní Profometer PM-6 a jeho novější verze PM8000 Pro, který má rovněž bezdrátový přenos dat.

Ze starších profesionálních přístrojů se můžeme setkat s nižšími modely Profometer 3, Profometer 4 a Profometer 5. Tyto přístroje obsahují kromě základní sondy ještě sondu průměrovou a hloubkovou, což umožňuje nalézt výztuž až do hloubky 160 mm (přibližně), avšak mají velmi zastaralý záznam dat.

Všechny profesionální přístroje jsou určeny pro specializované firmy a jejich cena je poměrně vysoká. Výrobci sice přišli s detektory střední cenové kategorie, od 20 tisíc Kč do 50 tisíc Kč, avšak tyto jsou primárně určeny pro lokalizaci výztuže z důvodu bezpečného vrtání. Jedná se např. o:

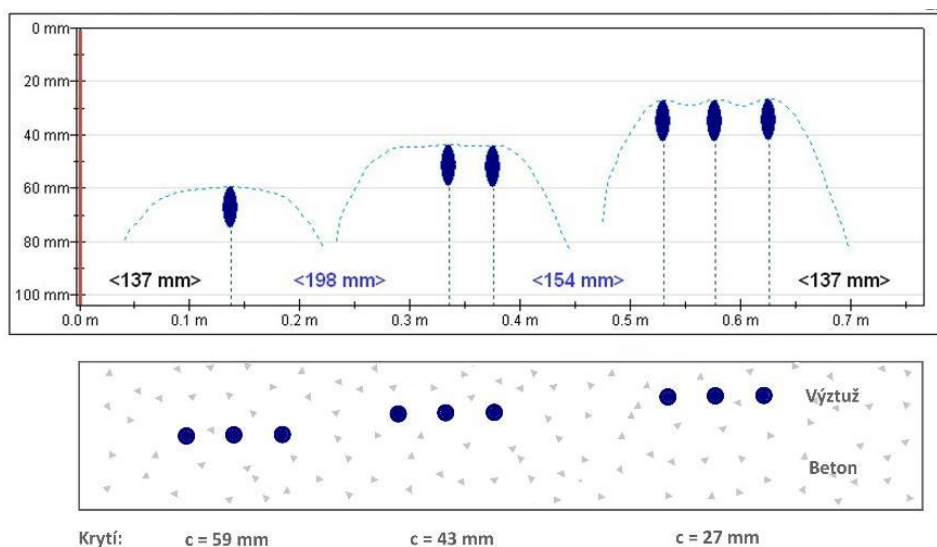
- Wallscanner D-tect 150 Professional od firmy Bosch, multidetektor s dosahem do 150 mm.
- Stěnový skener PS 85 (Hilti), multidetektor s dosahem až 200 mm.

V nejnižší cenové kategorii od několika set po několik tisíc korun je detektorů nejvíce. Tyto detektory nejsou primárně určeny pro přesné průzkumy železobetonových konstrukcí, ale spíše pro nalezení různých vložených předmětů z magnetických i nemagnetických materiálů (měď, dřevo, plastové potrubí) z důvodu bezpečného vrtání. Jejich kvalita je velmi různorodá, při jejich pořízení by neměla být rozhodující cena. Poměrně dobré zkušenosti jsou s detektory renomovaných výrobců.

7.4.2 Metodika zjištění citlivosti přístroje

Jedním z nejdůležitějších ukazatelů citlivosti indikátorů je jejich schopnost rozeznat jednotlivé vložky umístěné v určité vzdálenosti vedle sebe. Pokud jsou vložky příliš blízko od sebe, přístroj reaguje, jako by pod povrchem byl kompaktní ocelový prvek (např. plech). Pojem „příliš blízko od sebe“ je přitom závislý na průměru vložek a zejména na velikosti krycí vrstvy betonu – se vzrůstající hloubkou musí být vzdálenost mezi vložkami výrazně větší, aby je přístroj rozeznal. Lze tedy zjednodušeně konstatovat, že čím blíže je výztuž k sondě, tím je odezva přístroje větší. Sondy přitom mají prostorový účinek, takže v případě výztuže umístěné hlouběji je ovlivnění sousední výztuží výrazně větší.

Citlivost jednotlivých indikátorů výztuže lze vyzkoušet na modelu, ve kterém měníme krytí a rovněž vzdálenost jednotlivých prutů. Jako základní průměr výztuže se zvolí např. $\varnothing 16$. Počet prutů je minimálně 3, aby alespoň jeden z nich byl z obou stran obklopen sousední výztuží. Zvolí se rozsah krytí, ve kterém budeme citlivost testovat – opět se jedná minimálně o 3 různá krytí. Pro dané krytí se pomocí distančních vložek nastaví vzdálenost výztuže velmi blízko sebe, např. 15 mm, a zjistí se odezva přístroje při pohybu sondy kolmo ke směru výztuže. Pokud přístroj spolehlivě nalezně všechny 3 pruty, zkouška pro danou velikost krytí končí, v opačném případě se postupně opakuje s větší nastavenou distancí mezi pruty až do nalezení všech prutů. Poté se změní hodnota krytí a postup se zopakuje. Příklad zjištění citlivosti elektromagnetického indikátoru Profometer PM-630 je uveden na *Obr. 7.4*.



Obr. 7.4.: Příklad zjištění citlivosti přístroje Profometer Pm-630 s 3 pruty výztuže $\varnothing 16$ mm s osovou vzdáleností 50 mm. A) Krytí 59 mm – přístroj nerozezná, B) Krytí 43 mm – identifikovány 2 pruty, naznačeny 3, C) Krytí 27 mm – jasná identifikace všech 3 prutů.

7.5 Příprava měření a zásady měření

Zásady měření metodou vířivých proudů jsou uvedeny v ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí.



7.5.1 Příprava měření

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.

Doporučuje se nejdříve na modelu prvku včetně výztuže nejdříve prověřit citlivost přístroje, zejména při složitějších případech, kdy jsou pruty výztuže blízko vedle sebe, nad sebou, anebo se navzájem kříží. Měřením 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. K moderním přístrojům výrobci většinou dodávají kalibrační bloky, kde je výztuž o průměru 16 mm zalita do bloku, aby měla z každé strany různé krytí.

Pokud není známo 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.

7.5.2 Zjištění polohy výztuže

Zjišťováním polohy výztuže se rozumí rozpoznání její přítomnosti v betonové konstrukci a její průběh bez ohledu na druh oceli, průměr výztuže a krytí.

Při měření se posouvá sonda po líci vyšetřované konstrukce a hledá se maximum ukazatele měření, ať už se jedná o výchylku nebo číselnou hodnotu. 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.

Při hledání polohy výztuže je důležité postupovat systematicky. Ve většině případů jsme schopni odhadnout předpokládaný směr hlavní výztuže, rozdělovací výztuže nebo třmínků, které vzájemně tvoří souřadnicový systém. Zvolíme zkušební plochu a pohybujeme sondou kolmo k předpokládanému směru hledané výztuže. Obvykle začínáme s tou výztuží, která se nachází blíže k povrchu – např. u sloupů nebo trámů se jedná o třmínky. Hodnota ukazatele měření je totiž ovlivněna vzdáleností od výztuže více než průměrem výztuže. Teprve až přesně určíme polohu třmínků, pohybujeme sondou mezi nimi (aby neovlivňovaly měření) kolmo k předpokládanému směru hlavní výztuže.

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.

7.5.3 Zjištění tloušťky krycí vrstvy

Při měření je nejdůležitější skutečnost, zda je měřený prut osamocený, anebo jsou v jeho blízkosti pruty (rovnoběžné nebo kolmé).

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. Přesnost měření na osamoceném prutu známého průměru je ± 1 mm, a to až do hloubky 50 mm.

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, obvykle to je 150 mm. V případě nedodržení této vzdálenosti ukazuje přístroj menší krytí, než ve skutečnosti je. Pokud potřebujeme velmi přesně změřit velikost krytí výztuže v hustě vyztuženém prvku, u kterého však známe rozmístění výztuže podle výkresové dokumentace, musíme předem provést kalibrační měření na maketě prvku vyztužené naprosto stejným způsobem a následně provést korekci.

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 mm, vyšlo by krytí menší, než ve skutečnosti je. Pokud se však alespoň přibližně podaří průměr výztuže odhadnout nebo nedestruktivně změřit, je zkrácení měření krycí vrstvy relativně malé.

Pokud je krytí velmi malé, nedá se zpravidla ukazatel přístroje vyhodnotit. Sondou je třeba vypočítat destičkou z nemagnetického materiálu o známé tloušťce, která se pak odečte od velikosti krytí udávané kalibračním vztahem nebo přístrojem.

7.5.4 Odhad průměru výztuže

Odhad průměru výztuže se u starších typů přístrojů prováděl dvojitým 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, uvádí se 150 mm. V případě menší vzdálenosti sousedních rovnoběžných prutů lze nastavit korekci, a to již od 50 mm (osově).

7.6 Příklady lokalizace výztuže

V následující kapitole jsou uvedeny vybrané příklady lokalizace výztuže, měření krytí, polohy, zjištění ohybů v desce, odhad průměru výztuže apod.



7.6.1 Lokalizace 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 **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů..** Nosná konstrukce mostu je tvořena železobetonovou deskou o tloušťce 280 mm, uloženou přes lepenku na masivních betonových opěrách (bez ložisek). Světlá 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.

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).

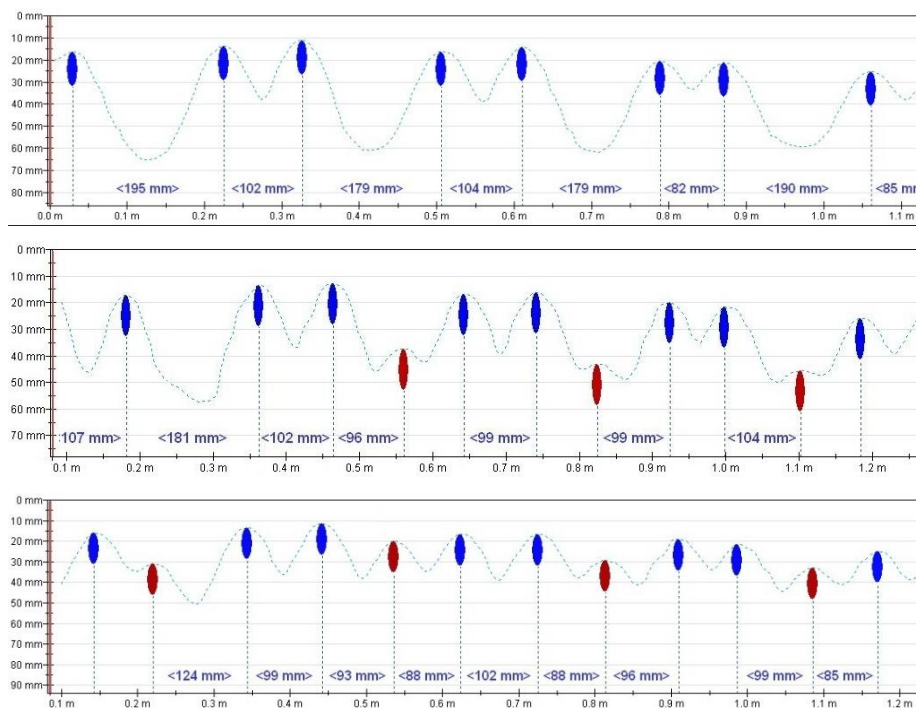
Ke zjištění ohybů byla využita metodika předtím vyzkoušená laboratorně – pomocí několika liniových skenů za sebou a měření krytí výztuže je možné s přesností \pm 10 mm lokalizovat pruty, které se ohýbají směrem nahoru, a tudíž se zvyšuje jejich krytí. Ve středu mostu byl proveden liniový sken o délce 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. Poloha linií na desce je patrná z upravené fotografie na Obr. 7.27., výsledky liniových měření jsou na Obr. 7.7.



Obr. 7.5.: Pohled ze severovýchodu na most přes místní potok v obci Nosislav

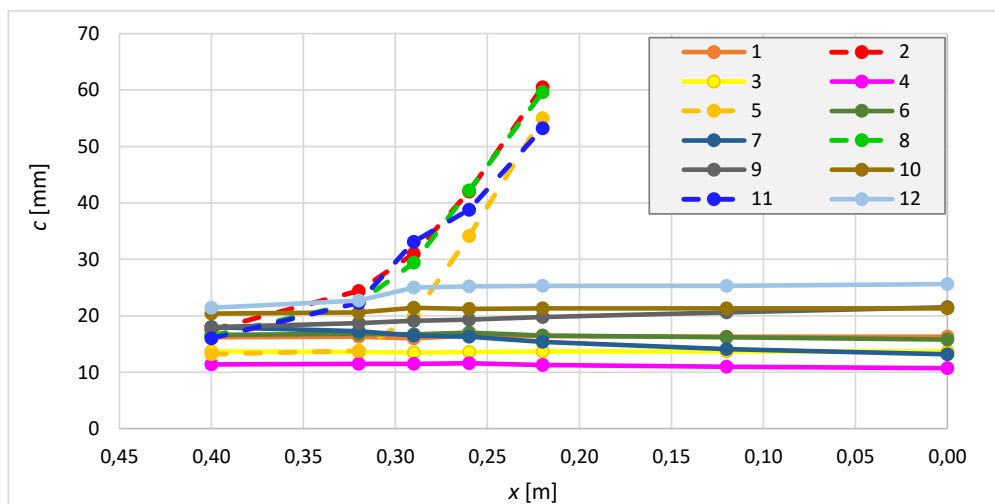


Obr. 7.6.: Pohled na desku nosné konstrukce s vyznačenými liniemi skenování.



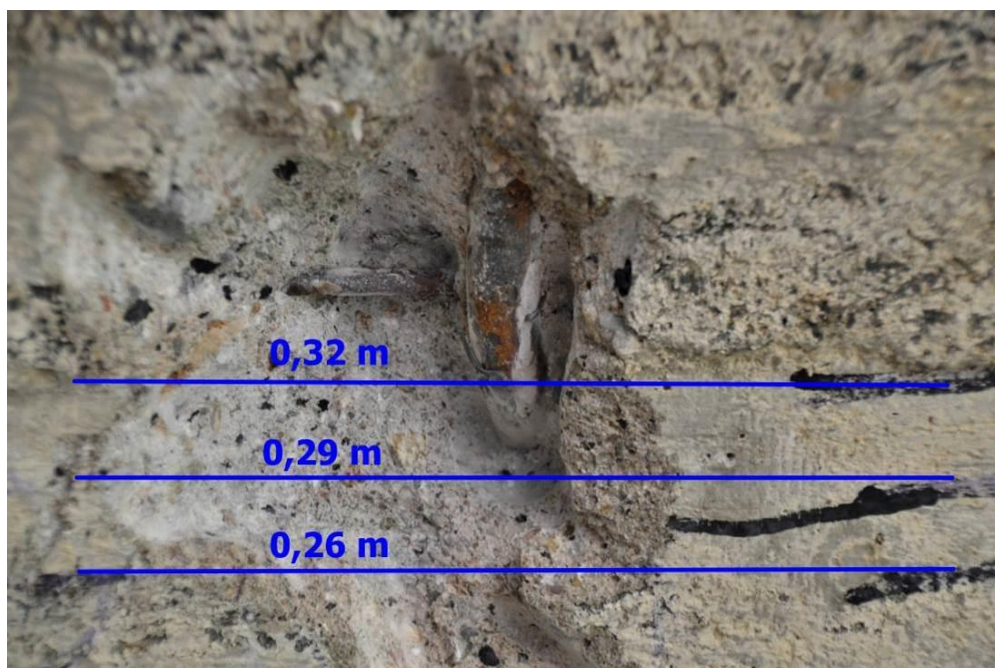
Obr. 7.7.: Liniové skeny ve vzdálenosti 0,12 m, 0,22 m a 0,29 m od líce opěry. Ohýbaná výztuž (červená) se postupně přibližuje k povrchu.

Kompletní výsledky měření krytí jsou graficky zpracovány na Obr. 7.8.



Obr. 7.8.: Grafické znázornění krycí vrstvy betonu c pro pruty č. 1 až 12 – pruty č. 2, 5, 8 a 11 se ohýbají ve vzdálenosti 0,29 – 0,32 m od líce opěry.

Následně byla ještě provedena kontrola jednoho ohybu prutu č. 8 odseknutím krycí vrstvy betonu. 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.

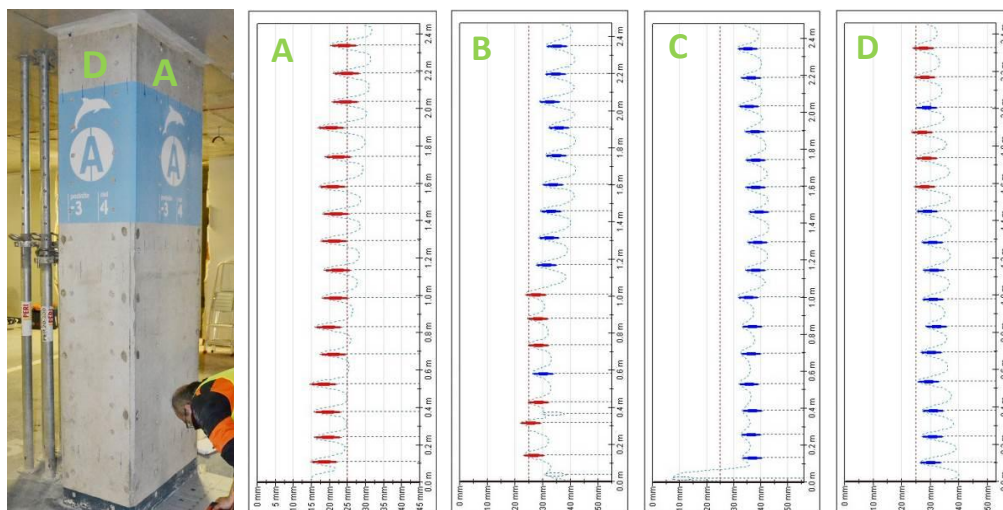


Obr. 7.9.: Kontrola polohy ohybu prutu č. 8 – počátek ohybu velmi přesně odpovídá rýsce ve vzdálenosti 0,32 m od líce opěry.

7.6.2 Zjištění krytí třmínků ve sloupech

Pokud bychom měli vybrat pouze jednu úlohu pro elektromagnetický indikátor výztuže – tu nejdůležitější, 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 při dodržení předepsaných podmínek stanovit krytí výztuže do hloubky 50 mm s odchylkou ± 1 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 výškové budovy v rámci jejího statického zajištění. Sloup s půdorysnými rozměry 800×500 mm je dokumentován na Obr. 7.31., kde jsou 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 $c_p = 25$ mm. Všechny třmínky nacházející se blíže povrchu než 25 mm jsou zvýrazněny červenou barvou, třmínky s krytím přesahujícím tuto hranici jsou zbarveny modře.



Obr. 7.10.: Měření krytí třmínků na monolitickém sloupu s nastavenou minimální hodnotou krytí $c_p = 25$ mm – třmínky nacházející se blíže povrchu jsou zobrazeny červeně.

Z měření krytí třmínků sloupu dokumentovaného na Obr. 7.31. je patrné, že zatímco na straně „A“ je krytí zřetelně menší než předepsané, na protilehlé straně „C“ je situace zrcadlově opačná. Hodnoty odchylek od předepsaného krytí jsou zpracovány v Tab. 7.1.:

Tab. 7.1.: Výsledky měření krycí vrstvy třmíneků na všech čtyřech stranách A, B, C, D sloupu, krytí menší, než předepsané je uvedeno červeně, větší krytí zeleně

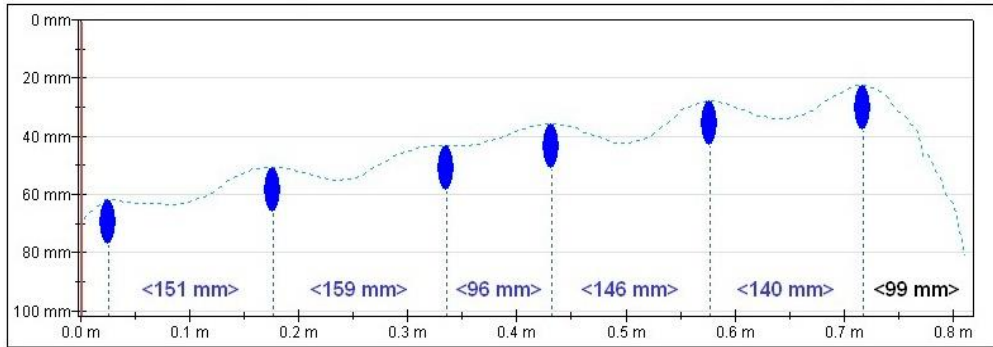
Třmínek	h [m]	Velikost krytí c [mm]				Odchylka $\Delta c = c - c_p$ [mm]			
		A	B	C	D	A	B	C	D
1	0,10	14,8	26,3	33,3	23,2	-10,2	1,3	8,3	-1,8
2	0,24	15,7	27,0	32,8	22,0	-9,3	2,0	7,8	-3,0
3	0,38	15,8	27,2	33,3	24,8	-9,2	2,2	8,3	-0,2
4	0,54	14,6	25,6	32,1	26,5	-10,4	0,6	7,1	1,5
5	0,69	17,3	26,7	32,6	24,7	-7,7	1,7	7,6	-0,3
6	0,08	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

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 třmíneků (při pohybu sondy po hlavní výztuži by došlo ke zkreslení hodnoty krytí třmíneků). Profometer PM-630 nebo jeho novější verze PM8000 Pro jsou tedy naprosto ideálními nástroji pro kontrolu krytí výztuže, kvalitativně nesrovnatelně lepšími než předchozí typy indikátorů.

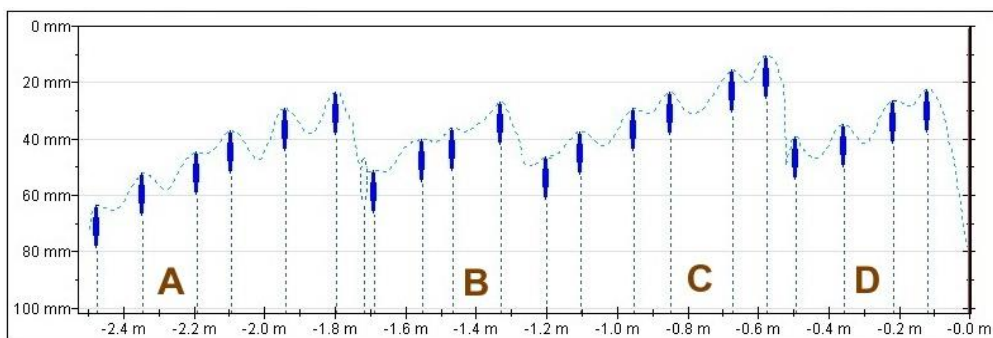
7.6.3 Zjištění krytí hlavní výztuže ve sloupech

Stejně dobře jako krytí třmíneků lze u sloupů stanovit i krytí hlavní výztuže. V rámci lokalizace výztuže za účelem vrtů pro přídatnou výztuž z důvodu dodatečného statického zajištění výškové budovy (stejně sloupy jako v předchozím případě) bylo proměřeno mnoho desítek sloupů, desek a dalších prvků. V rámci měření byl zjištěn následující zajímavý případ odchylky od „normálního“ stavu. Tím případem je sloup s půdorysnými rozměry 500×800 mm (podobný jako ten na Obr. 7.10), kdy při lokalizaci hlavní výztuže byly zjištěny značné rozdíly v krytí. Měření probíhalo v úrovni přibližně 1,50 m nad podlahou a pruty hlavní výztuže vždy zleva měly výrazně větší krytí než pruty vpravo.

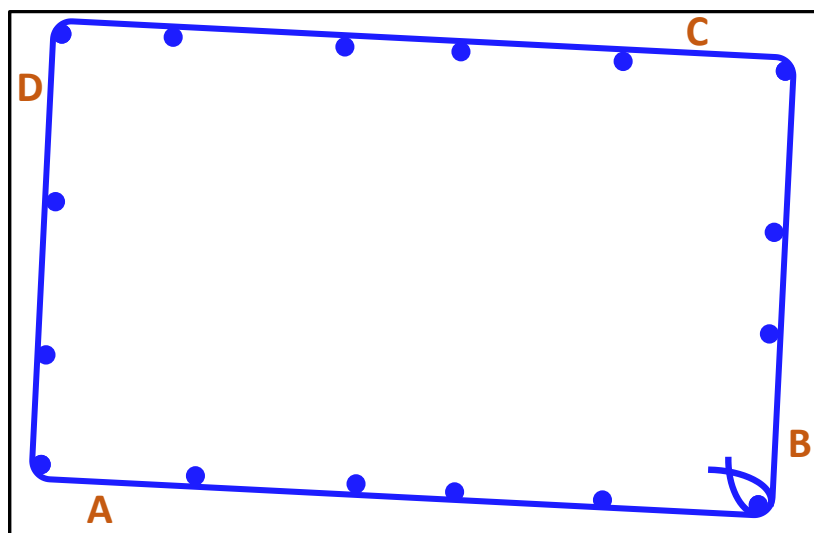
Výhodou přístroje Profometer PM-630 je možnost záznamu až do délky 15 m, takže na Obr. 7.12. je uveden kontinuální záznam měření kolem celého sloupu. Z tohoto záznamu je názorně vidět, že vzájemná poloha armokoše a bednění není pravouhlá. Z naměřených hodnot krytí byl zpracován řez sloupem, uvedený na Obr. 7.13. Zde je natočení bednění proti armokoši zcela zřejmé.



Obr. 7.11.: Liniový sken pro zjištění polohy hlavní výztuže ve sloupu s obdélníkovým průřezem 500 × 800 mm, na delší straně „A“.



Obr. 7.12.: Souhrnný liniový sken hlavní výztuže kolem všech čtyř stran sloupu – deformace armokoše se pravidelně opakuje, krytí zjištěno od 10 do 60 mm.



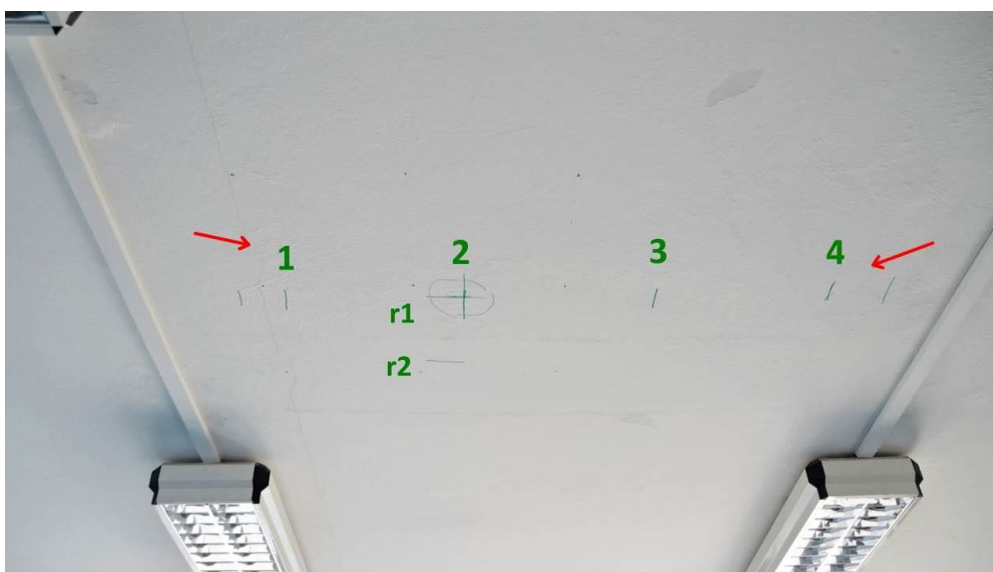
Obr. 7.13.: Schématický řez sloupem zpracovaný na základě naměřených hodnot krytí hlavní výztuže – došlo k pootočení bednění vlivem nedostatečného rozmístění distančních podložek.

Uvedený příklad byl záměrně vybrán pro demonstraci zjišťování krytí přístrojem Profometer PM-630 (a novějším typem PM8000 Pro, kde je přesnost měření shodná). Je zřejmé, že pomocí těchto přístrojů 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.

7.6.4 Stanovení průměru výztuže dutinových stropních panelů

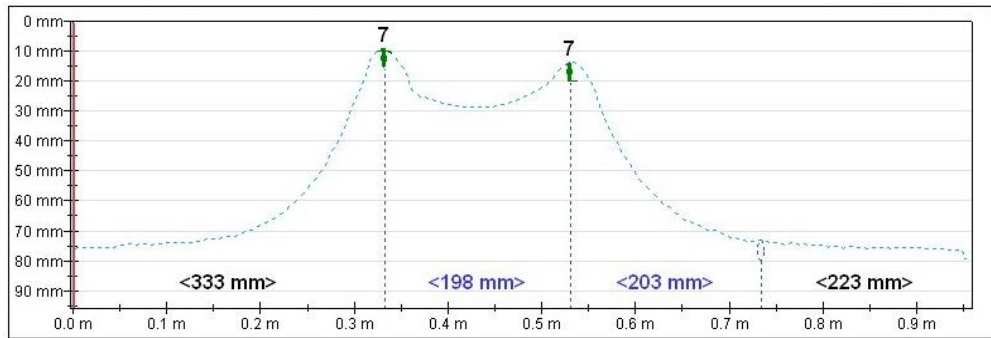
Stanovení průměru je poměrně komplikované z mnoha objektivních důvodů. Jedním z případů, kdy funguje velmi dobře a přesně, je stanovení průměru výztuže v dutinových stropních panelech. U těchto panelů mohou být totiž splněny prakticky všechny podmínky nutné pro správné měření, zejména pak dostatečná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

Ukázkou je měření prováděné na dutinových stropních panelech nacházejících se ve výškovém objektu v Brně. Dle dostupných informací se jednalo o staveništní prefabrikáty s dutinami, rok výroby 1975, rozpětí 6,0 m, šířka panelu 1,20 m (později v nich bylo identifikováno 6 dutin).



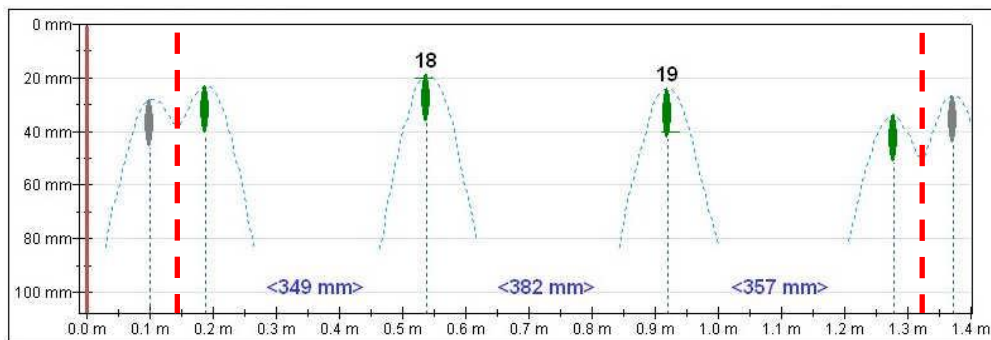
Obr. 7.14.: Pohled na spodní povrch stropního panelu o šířce 1,20 m se zakreslenou polohou hlavní (1, 2, 3, 4) i rozdělovací (r1, r2) výztuže. Šipky ukazují spáru mezi sousedními panely.

Při průzkumu panelu se zjistilo, že v prvku je pouze minimum rozdělovací výztuže – pouze dva třmínky uprostřed rozpětí, 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. 7.15.: Záznam měření polohy, krytí a průměru rozdělovací výztuže 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 zde nebylo žádné ovlivnění sousední výztuží. Průměr vnitřních prutů vyšel \varnothing 18–19 mm (Obr. 7.16.).



Obr. 7.16.: 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.

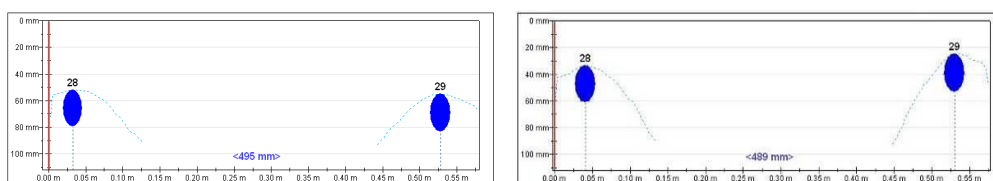
7.6.5 Stanovení průměru výztuže sloupů

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 – Obr. 7.17.



Obr. 7.17.: Sloup obdélníkového průřezu s vyznačenou hlavní výztuží (4 pruty v rozích) a třmínky se vzdáleností od sebe > 200 mm; vpravo kontrola průměru v místě odpadnuté krycí vrstvy – výztuž \varnothing 28 mm přivařená k úhelníku.

Měření průměru zde dávalo zcela shodné výsledky \varnothing 28-29 mm (Obr. 7.18) 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. 7.18.: 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.

7.6.6 Měření vyztužení žebér, 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 z Obr. 7.19.



Obr. 7.19.: Typické vyztužení stropních žeber, vlevo shluk 4 vložek \varnothing 10 až \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 cílenou sekanou sondu.

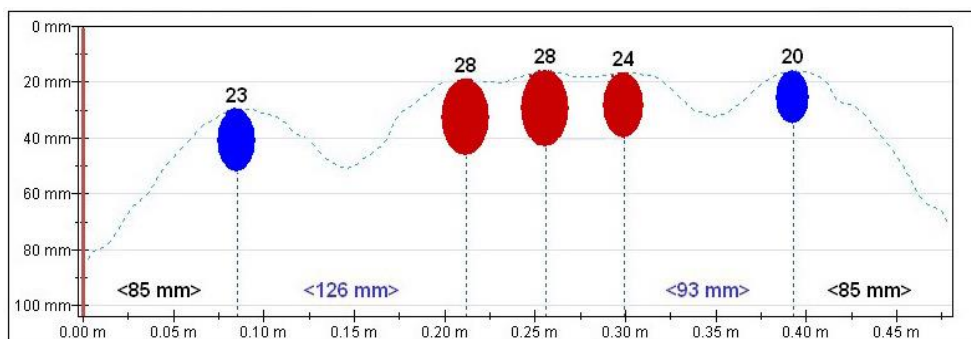
Příznivější může být situace u průvlaků, díky jejich větší šířce. Samozřejmě nelze předpokládat, že by hlavní výztuže v průvlaků byly vzdáleny více než 150 mm, ovšem díky funkci nastavení korekce může být měření průměru úspěšné již od roztečí 50 mm. Takovým případem bylo i ověření průměru výztuže průvlaků v průmyslové hale, který měl šířku 500 mm – viz *Obr. 7.20.*



Obr. 7.20.: Průvlak o šířce 500 mm mezi sloupy monolitického skeletu průmyslové haly.

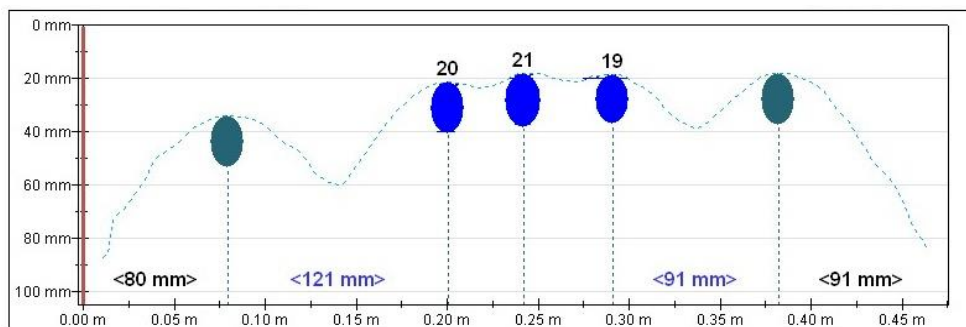
Při průzkumu výztuže bylo zjištěno, že průvlak obsahuje pouze 5 prutů hlavní výztuže, z nichž tři prostřední tvořily shluk, ovšem s osovou vzdáleností přibližně 50 mm. Oba krajní pruty byly od nich vzdáleny 90 až 120 mm. Při nastavené korekci sousední výztuže 120 mm došlo k nadhodnocení průměru tří středních prutů o 4-8 mm – viz *Obr. 7.21.* (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. Opět je nutné zdůraznit, že vzdálenost třmínků byla dostatečná, neboť přesáhla 200 mm.



Korekce sousední výztuže: 12 cm

Obr. 7.21.: 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.



Korekce sousední výztuže: 5 cm

Obr. 7.22.: Měření průměru výztuže v průvlaku – při nastavené korekci vzdálenosti sousední výztuže 5 cm již bylo měření průměru výrazně přesnější (\varnothing 19-21 mm, tedy ± 1 mm od skutečného průměru).

7.7 Autotest

Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory.

Otázka 7.1.: Jaké nedestruktivní metody pro lokalizaci výztuže máme k dispozici?

Otázka 7.2.: V kterých případech je měření pomocí elektromagnetických indikátorů nejúspěšnější?

Otázka 7.3.: S jakou přesností lze pomocí profesionálních elektromagnetických indikátorů určit krytí výztuže až do hloubky 50 mm? Co může toto měření krytí negativně ovlivnit?

Otázka 7.4.: Jaká je minimální vzdálenost sousedních výztuží, při níž nedochází k ovlivnění měření průměru výztuže?



7.8 Shrnutí



Metoda vířivých proudů, známá též jako metoda elektromagnetických indikátorů, je v praxi nejčastěji používanou nedestruktivní metodou pro lokalizaci výztuže. Jedná se o metodu čistě nedestruktivní, která má určité limity. V případě běžně vyztužených prvků lze úspěšně nalézt množství prutů, jejich polohu a velmi přesně stanovit tloušťku krycí vrstvy betonu, s přesností ± 1 mm až do hloubky 50 mm. Dobře lze odhadnout průměr výztuže, pokud jsou sousední pruty v dostatečné vzdálenosti od sebe (cca 150 mm), ovšem i v případě menší vzdálenosti již od 50 mm lze úspěšně měřit průměr výztuže s nastavenou korekcí. Hůře se naopak identifikuje výztuž nalézající se příliš blízko sebe, zvláště ve větší hloubce. Metoda není schopná vyhledat výztuž ve druhé vrstvě rovnoběžné s první vrstvou ani druh výztuže a míru koroze. Upřesnění výsledků lze dosáhnout kombinací s jinými metodami – radarem (nalezení optimálních míst pro měření vířivými proudy) a citlivým obnažením výztuže (ověření průměru, druhu, koroze). Ve složitějších případech vyztužení je nutné použít jinou metodu, obvykle radar v kombinaci s odkryvnou sondou. Pro úspěšné použití metody jsou nutné znalosti o způsobu vyztužování železobetonových konstrukcí a rovněž o starších typech betonářské výztuže

7.9 Studijní prameny

7.9.1 Seznam použité literatury



[7.1] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P. *NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV*. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2010. s. 133. ISBN: 978-80-214-4198–9.

[7.2] CIKRLE, Petr. *Význam nedestruktivních diagnostických metod pro hodnocení železobetonových konstrukcí*. Vědecké spisy Vysokého učení technického v Brně. Habilitační a inaugurační spisy. Brno: Vysoké učení technické v Brně, nakladatelství VUTIUM, 2017. ISBN 978-80-214-5464-4.

[7.3] 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.

[7.4] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Praha, ÚNMZ, 2012.

[7.5] <https://homefixated.com/hilti-construction-solutions-2019/>, 9. 1. 2023, 13:33.

[7.6] <https://www.screeningeagle.com/en/products/category/concrete/rebar-diameter-cover>, 9. 1. 2022, 13:38;

7.9.2 Seznam doplňkové studijní literatury

[7.7] Balayssac, Jean-Paul and Garnier, Vincent Non-destructive Testing and Evaluation of Civil Engineering Structures. 1. vydání Amsterdam: Elsevier. ISBN: 9781785482298.



7.9.3 Odkazy na další studijní zdroje a prameny

[7.8] <https://www.screeningeagle.com/en/products/category/concrete/rebar-diameter-cover>. Dostupné online dne: 30. 9. 2023.



[7.9] <https://www.youtube.com/@ScreeningEagleTechnologies>. Dostupné online dne: 30. 9. 2023.

8 ŽELEZOBETON – STANOVENÍ POLOHY VÝZTUŽE METODOU GEORADARU



Stanovení vyztužení železobetonových konstrukcí je standardní součástí jejich diagnostiky. Mezi užívané metody již dlouho patří NDT metoda vířivých proudů (elektromagnetické indikátory) podrobně popsána v předchozí kapitole, a semidestruktivní metoda sekaných sond (odstranění krycí vrstvy výztuže). K nim se donedávna řadila radiografie (gamagrafie) – prozařování konstrukce prostřednictvím izotopu Co60. Tato metoda již byla v rámci terénní diagnostiky existujících konstrukcí prakticky zcela opuštěna z důvodu omezování činností s nebezpečným ionizujícím zářením a ochrany osob před zářením. Naopak mezi plnohodnotné metody se zařadila ve druhém desetiletí nového milénia metoda georadaru, která je v současnosti již zcela běžně aplikována.

8.1 Georadar (GPR) – princip metody



Georadar (v anglofonní oblasti GPR – ground penetrating radar) je metoda založená na principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů (frekvence řádově stovky MHz až jednotky GHz) do zkoumaného prostředí a na následné registraci jejich odrazů od překážek. Dosah georadaru dle prostředí činí až 15 m. Metoda je dnes již standardně využívána k lokalizaci nehomogenit v zemním prostředí (archeologické průzkumy, vyhledávání polohy potrubí apod.), dále k lokalizaci dutin za stěnami a ostěním tunelů, chodeb a stok a v poslední době je metoda velmi účelně využívána pro lokalizaci ocelové výztuže a dalších nehomogenit v betonu při diagnostice železobetonových konstrukcí.

Georadar je nedestruktivní diagnostická metoda. Vysílací anténa (transmitter) generuje vysokofrekvenční elektromagnetický puls, který se šíří zkoumaným prostředím. Přijímač (receiver) přijímá v nastaveném časovém okně pulzní odezvu. K odrazu elektromagnetických vln dochází na každém rozhraní změny elektromagnetických vlastností prostředí srovnatelných s vlnovou délkou signálu. Registrovanou veličinou je intenzita odražené vlny zaznamenávaná v diskrétních časových okamžicích. Měření lze provádět s velmi hustým krokem měření a získat tak prakticky kontinuální obraz zkoumaného prostředí. Z rychlosti šíření elektromagnetického vlnění prostředím lze čas příchodu přepočítat na hloubku odrazného rozhraní od povrchu. Rychlost šíření u nemagnetických materiálů je závislá především na relativní permitivitě zkoumaného materiálu podle vzorce:

$$v = \frac{c}{\varepsilon^{1/2}}$$

kde je v rychlost šíření elektromagnetického signálu prostředím,
v $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$;

c rychlost šíření vakuem, v $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$;

ε relativní permitivita prostředí, -.

Útlum elektromagnetického signálu α (dB/m) a s tím související maximální hloubka průniku signálu H (m) jsou závislé především na vodivosti prostředí σ (S·m). Pro nemagnetické materiály lze pro výpočet koeficientu útlumu a použít rovnici:

$$\alpha = \frac{1,64 \cdot \sigma}{\varepsilon^{1/2}}$$

kde je σ vodivost prostředí, v S·m;
 ε relativní permitivita prostředí, -.

Pro vysokofrekvenční elektromagnetické pulzy je vodivost, a tím i hodnota koeficientu útlumu frekvenčně závislá. U vyšších frekvencí dochází k většímu útlumu, a díky tomu je hloubkový dosah měření menší. Na rozhraní dvou prostředí se skokovou změnou elektromagnetických vlastností dochází k odrazu části signálu.

Tab. 8.1.: *Vhodné frekvence antény související s hloubkou zobrazení a velikostí cíle [8.1]*

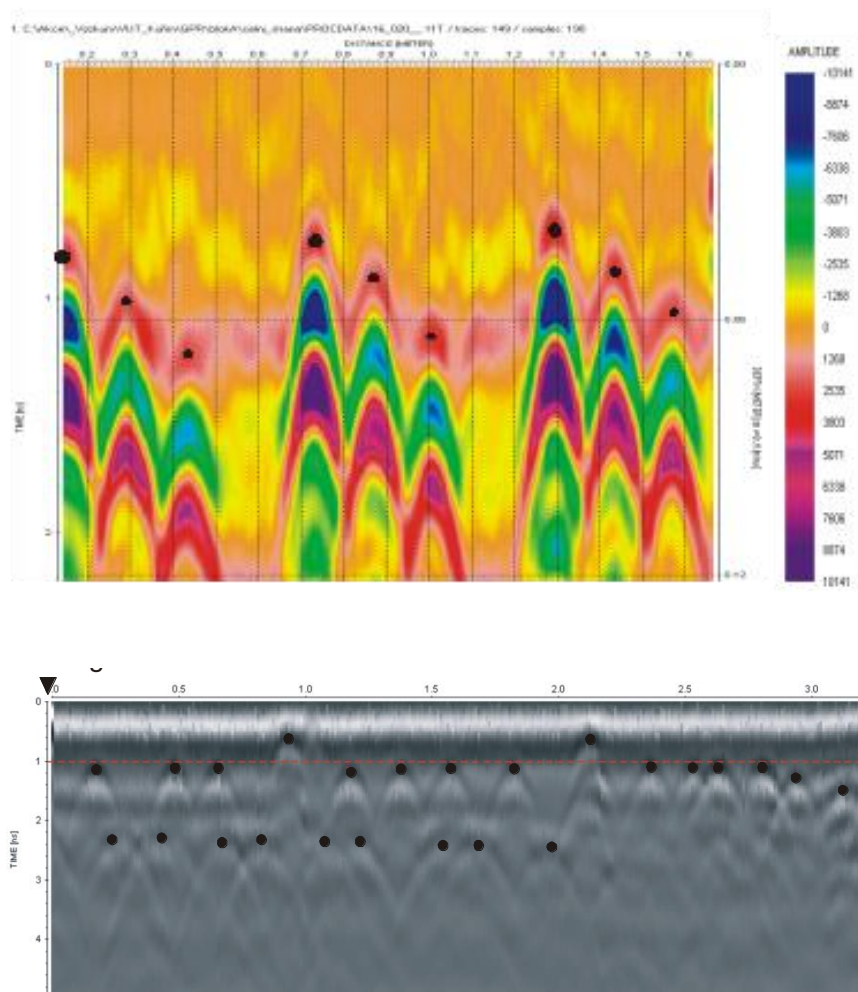
Frekvence antény související s hloubkou zobrazení a velikostí cíle			
Typická doba trvání pulzu	Střední frekvence antény	Přibližná hloubka zobrazení	Přibližná velikost cíle
[ns]	[MHz]	[m]	[m]
1,0	1500	0,3	0,03
1,5	1000	1,0	0,10
3,0	500	2,0	0,20
6,0	250	3,0	0,30
15,0	100	5,0	0,50
30,0	50	10,0	1,00
75,0	20	20,0	2,00

V tab. 8.1 je patrná závislost hloubkového dosahu na vysílací frekvenci, navíc vyšší hloubkový dosah je „vykoupen“ menší citlivostí, tedy větší ideální velikostí cílového detekovatelného objektu. Právě pokusy uplatnit v diagnostice železobetonu geotechnické radary s nižšími frekvencemi (georadary určené pro měření v zemním nebo horninovém prostředí) vedla zpočátku u odborné veřejnosti k nedůvěře v tuto technologii.

Z tabulky jasně vyplývá, že pro diagnostiku výztuží by byly optimální sondy s vysokou frekvencí (1,5 GHz a vyšší), pochopitelně s vědomím nižšího hloubkového dosahu (řádově desítky cm).

Druhou problematickou okolností, která bránila zařazení georadarů mezi běžně užívané technologie v diagnostice konstrukcí patřil tradiční způsob výstupů ze zařízení a jeho komplikované vyhodnocování, do značné míry závislé na odborné erudici a zkušenostech obsluhy. Standardní výstup z georadarového měření, kdy se sonda pohybuje lineárně po povrchu má podobu podélného řezu zkoumaným prostředím. V tomto zobrazení je poloha nehomogenit

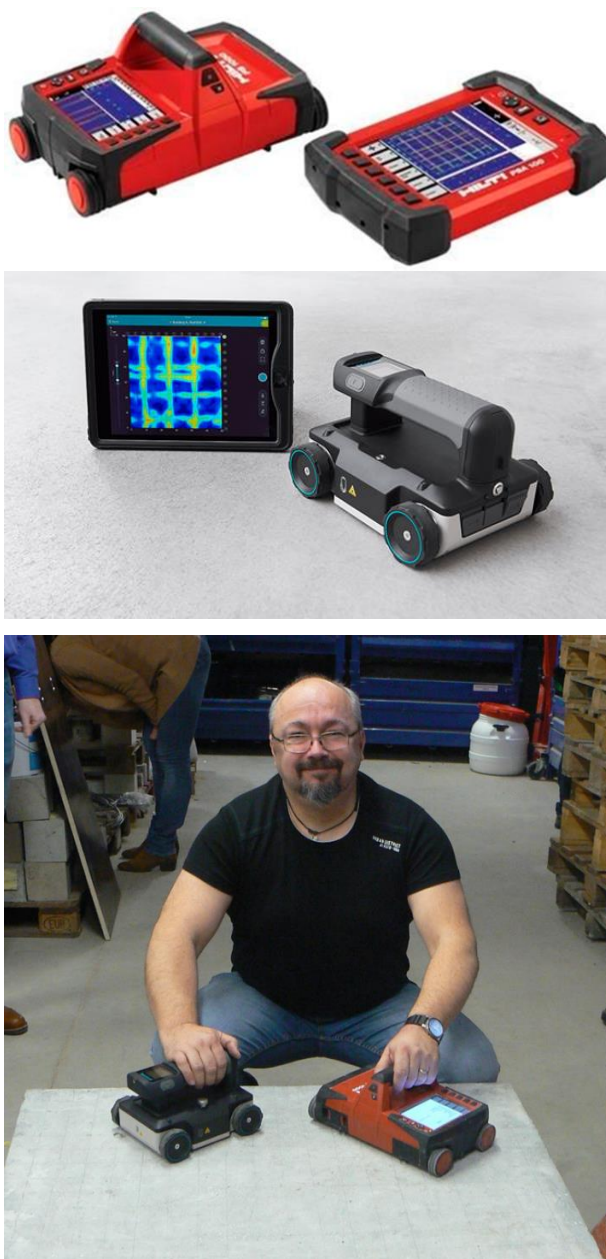
určována určujeme z vrcholů hyperbolických zobrazení odrazů radarového signálu v georadarovém skenu. Interpretace těchto skenů je výsadou odborníků s rozsáhlými zkušenostmi. Nicméně z provedených experimentů bylo zjevné, že georadarové měření je schopno detekovat betonářskou výztuž i v několika vrstvách, samozřejmě s drobnými omezeními danými geometrií vzájemné polohy měřicího zařízení a výztuží.



Obr. 8.1.: Dvě ukázky georadarových skenů tzv. radarogramů – s charakteristickými projevy prutů ocelové výztuže v železobetonu, kdy polohu výztuží určujeme z vrcholů hyperbolických zobrazení odrazů radarového signálu v radarogramu. V obou případech byly do vrcholů odrazových hyperbol pro názornost vloženy černé tečky označující skutečnou polohu detekovaných výztuží.

8.2 Georadar Hilti PS1000 X-SCAN

V současnosti je k dispozici několik GPR sond primárně určených pro detekci ocelové výztuže v železobetonu, na evropském trhu představují špičku sondy **Hilti PS1000 X-SCAN** a **Proceq GP 8000**.



Obr. 8.2.: Nahoře sonda Hilti PS1000 X-scan [21] s relativně malými rozměry (310 × 180 × 150 mm), opatřená displejem pro okamžitou vizualizaci skenů (vlevo), sonda disponuje trojicí vysílacích a přijímacích antén. Výrobce alternativně dodává k sondě terénní tablet pro možnost rozsáhlejšího vyhodnocení skenů v terénu. Sonda Proceq GPR Live s připojeným Apple iPad jako řídicí jednotkou (uprostřed). Na dolním obrázku je viditelné, že rozměrově je velmi obdobná sondě Hilti PS1000 X-scan, disponuje však jen jednou anténou, ale díky multifrekvenčnímu vysílači má vyšší hloubkový dosah.

V následujících partiích bude diagnostika popisována s využitím v České republice rozšířenější sondy Hilti PS1000 X-SCAN, jejíž uvedení na trh bylo pro využití georadaru pro diagnostiku železobetonu přelomové. Jak konstrukce zařízení, tak používaný software, jsou přímo určeny pro diagnostiku železobetonu s předpokládanou možností určit jak polohu ocelových výztuží, tak dalších případných nehomogenit v prvcích betonových konstrukcí. Na rozdíl od klasických georadarů je sonda určená k pohybu po povrchu konstrukce relativně malá, a pro dokonalé určení polohy i několika objektů ležících nad sebou je osazena trojicí antén. Vzhledem k tomu, že na volbě vysílací frekvence závisí jednak hloubkový dosah zařízení, jednak minimální velikost detekovatelného objektu zvolil výrobce řešení – vysílací frekvence 2 GHz, umožňující detekci objektů s následující přesností:

- Hloubka detekce do 300 mm.
- Přesnost lokalizace ± 10 mm.
- Přesnost určení hloubky ± 10 mm.

Údaje o přesnosti jsou spíše orientační, při přesném a správném měření je přesnost prostorového určení objektu vyšší.

Omezení metody:

- hloubkový dosah je omezený použitou vysílací frekvencí
- metoda neumožňuje stanovit průměr výztužných vložek
- přesnost určení hloubky objektu je závislá na relativní permitivitě betonu – může být zavádějící u nevyzrálých, či extrémně vlhkých betonů.

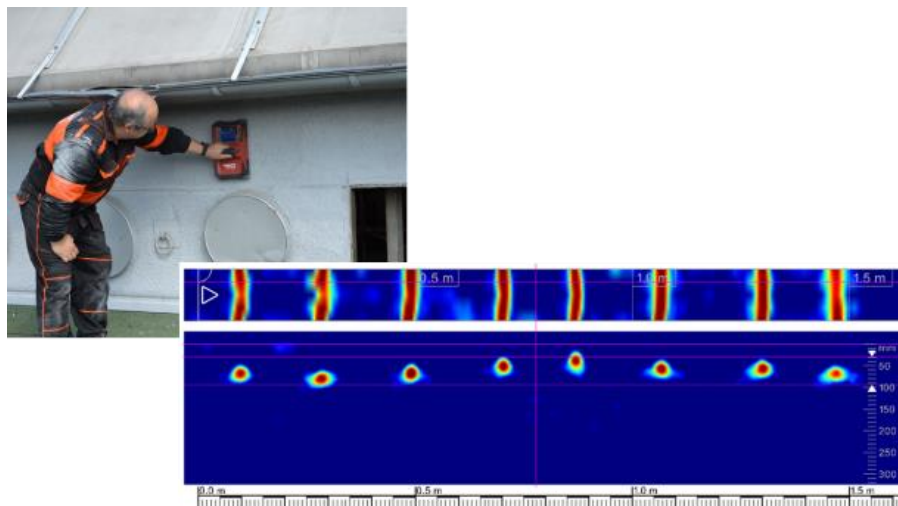
Nepřesnosti vnáší i nerovný povrch konstrukce, způsobující lokální náklony sondy při měření

Pohybem koleček vozíku sondy je detekován a zaznamenáván její pohyb po povrchu konstrukce. Zde je potřeba kvitovat pozitivně fakt, že pohyb každého pojezdového kola je snímán samostatně a záznam dráhy je odvozen od záznamu kola, které se v daném okamžiku pohybuje nejvíc, což eliminuje chybný záznam dráhy na nerovném povrchu, kde není celý podvozek v kontaktu s povrchem.

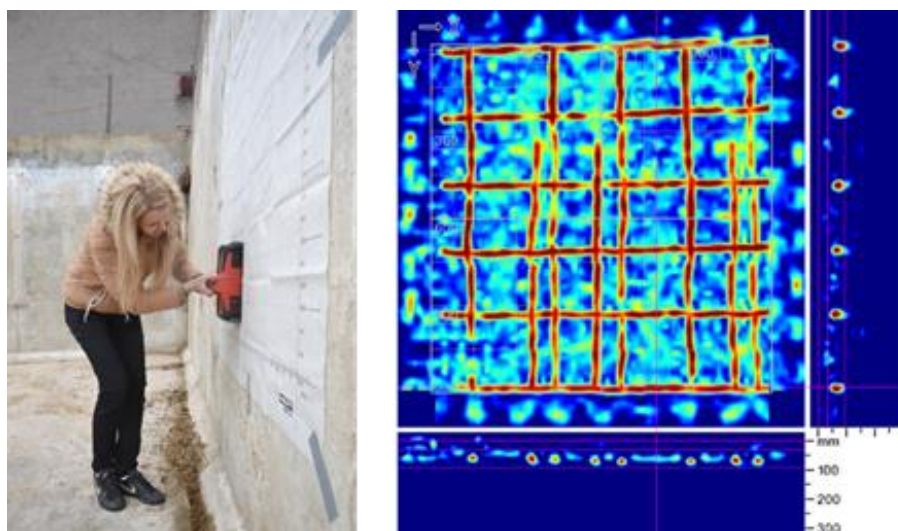
Sonda umožňuje v principu dva typy skenování liniové a plošné. V praxi lze použít buď jednodušší liniový sken délky až 10 m (pohyb sondy jen v jednom směru, zde je použití do jisté míry analogické k užívání magnetického indikátoru výztuže), nebo lze užít plošný sken, kdy sondou pohybujeme po povrchu konstrukce v předem nastaveném rastru ve dvou na sebe kolmých směrech buď na ploše 600 × 600 mm, nebo 1200 × 1200 mm.

Připojený software poté přímo vytváří na monitoru jak sondy, tak později v počítači nebo dodaném tabletu, přímo vykreslení polohy zachycených objektů, a to buď jako 2D zobrazení (půdorys skenované plochy + řezy u liniového skenu, nebo půdorys skenované plochy + řezy ve dvou na sebe kolmých rovinách), nebo přímo 3D zobrazení skladby zjištěných objektů ve zkoumané části konstrukce. V softwaru je rovněž možné upravovat při

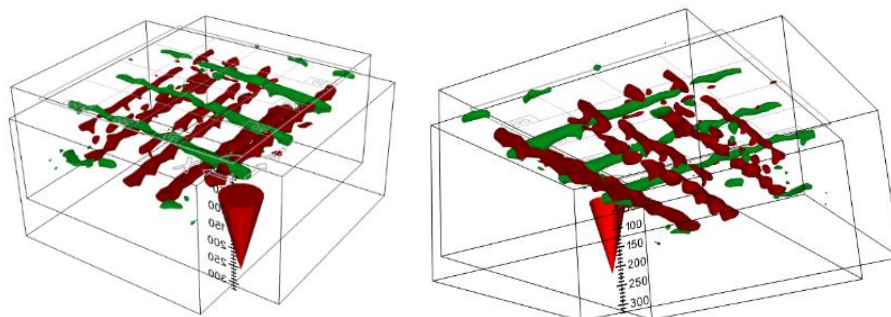
vyhodnocování skenu řadu parametrů souvisejících s vlastnostmi betonu a ovlivňujících např. přesnost měření hloubky objektů. Stejně tak je možné využít i původní surová data v podobě hyperbol.



Obr. 8.3.: Vlevo liniové skenování na boku průvlaku železobetonové konstrukce a výstup v podobě softwarem upraveného skenu, který je v horní části tvořen pohledem na skenovanou dráhu sestaveným z údajů trojice antén, v dolní části pak podélným řezem vycházejícím z původního radarogramu s odrazovými hyperbolami.



Obr. 8.4.: Plošné skenování na rastru 1200 × 1200 mm přilepeném na povrch konstrukce železobetonové stěny, a výstup v podobě softwarem upraveného skenu, který je tvořen pohledem na skenovanou plochu a řezy ve dvou na sebe kolmých rovinách. Pro provádění plošných skenů na plošně menších prvcích (než jsou dodávané rastry) je možné připevnit rastr na kartonovou či plastovou podložku větších rozměrů.



Obr. 8.5.: 3D výstupy plošných skenů lze s výhodou využít při vyhodnocování prostorově náročnějších vyztužení, lze je libovolně prostorově otáčet či naklápět (zde sken 600 × 600 mm na spodním líci předpjatého mostního nosníku typu I, se zachycenou předpínací i konstrukční podélnou výztuží)

Obrovskou výhodou je to, že sonda je osazena ne jednou, ale hned třemi anténami, které provádí souběžně měření. Každý sken jsou de facto 3 skeny vzdálené od sebe cca 8,5 cm. Proto je možné i při liniovém skenu zaznamenat úhel, pod kterým výztuže kříží dráhu sondy.

Veškeré výstupy měření lze okamžitě vizualizovat nejprve na displeji sondy, poté v rámci vyhodnocovacího programu (v rámci dodaného tabletu, či běžného PC). Následně je možný export v podobě obrázků v běžných grafických editorech, či například export do programu Autocad k dalšímu zpracování. Rovněž je možné propojení vyhodnocovacích programů s elektromagnetickými indikátory téhož výrobce.

Ač je zařízení určeno primárně ke stanovení polohy ocelové výztuže, je možné s jeho pomocí lokalizovat v betonu i liniové objekty z jiných materiálů, či dutiny. Rovněž umožňuje záznam zadní strany betonové desky.

Georadar Hilti PS1000 X-scan se stal skutečným přelomovým momentem pro využití technologie georadaru v diagnostice železobetonových konstrukcí a prolomil dosavadní nedůvěru uživatelů v tuto technologii.

Na Evropském trhu zůstal přístroj Hilti PS1000 X-scan většinu druhého decennia jediným georadarem určeným prioritně pro diagnostiku výztuže. Na konci desetiletí se k němu připojil přístroj GPR Live tradičního výrobce diagnostických přístrojů Proceq. Tato sonda se v mnohém předchozímu přístroji podobá a v mnohém se liší. Sonda je obdobných rozměrů, nicméně jako zobrazovacího displeje nevyužívá integrovaný displej, ale připojený Apple iPad. Disponuje pouze jednou anténou, ale multifrekvenční v rozsahu 0,9 to 3,5 GHz, umožňující hloubkový dosah až 700 mm.

8.3 Metodika využití georadaru – optimální postupy stanovení vyztužení na vybraných prvcích železobetonových konstrukcí

V následujících pasážích jsou představeny optimální postupy využití radaru pro lokalizaci výztuže v typických prvcích železobetonových konstrukcí. Je nutno upozornit, že optimální je využívat georadar v kombinaci s elektromagnetickými indikátory a cílenými sekanými sondami, při této kombinaci využívat přednosti jednotlivých metod a současně kombinací eliminovat nedostatky a omezení jednotlivých metod, dané mimo jiné jejich fyzikálním principem.



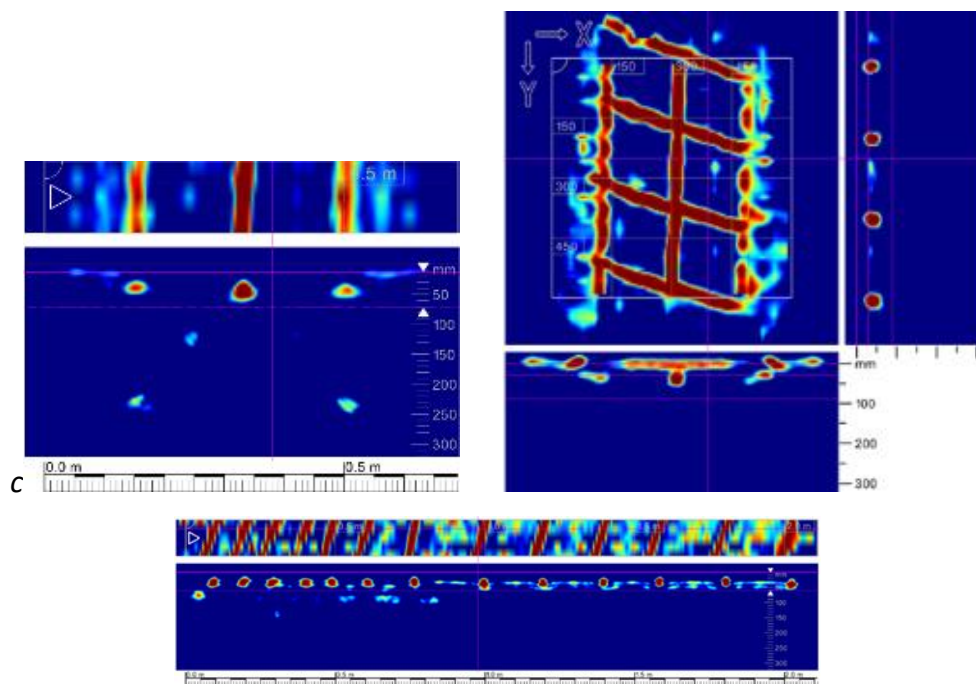
8.3.1 Železobetonové sloupy

8.3.1.1 Sloupy čtvercového a obdélníkového průřezu

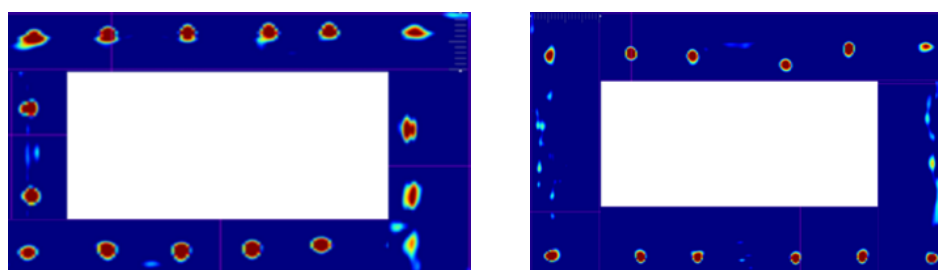
U čtyřhranných sloupů lze předpokládat polohu hlavní (svislé) nosné výztuže v rozích průřezu, a dále podél povrchu jednotlivých stěn (s patřičným krytím) dle statických požadavků na únosnost sloupu. V řadě případů je možné využití elektromagnetického indikátoru, pokud jsou hlavní výztuže alespoň v minimálních nezbytných rozestupech, pokud nejsou třmínky rozmístěny příliš nahusto, a není-li měření touto technologií komplikováno přítomností dalších prvků, které magnetický indikátor registruje, například rohové ochranné lišty z hliníku či oceli. Stejně tak může situaci komplikovat přítomnost výztuží ve větší hloubce (výztuže vytažené ze sloupu v nižším podlaží), nebo přímo extrémně velké krytí (v důsledku chybné velikosti, či excentrického umístění armokoše). Z této premisy je zjevné, že užití elektromagnetických indikátorů je sice možné a v řadě případů účelné (možnost stanovení průměru výztuže), ale při jakékoli komplikaci se jeví vhodnější metoda georadaru, která má vyšší hloubkový dosah a nemá zásadní problémy s výztuží ve více hloubkových úrovních. I v případě vhodných podmínek pro užití elektromagnetických indikátorů je přínosné použít radar k ověření (okamžitá vizualizace) situace vyztužení a potvrzení vhodnosti využití elektromagnetického indikátoru.

Doporučený postup při měření vyztužení sloupu radarem:

- Provedení horizontálních liniových skenů ve vhodné výšce na všech čtyřech stěnách sloupu pro detekování hlavní nosné výztuže.
- Provedení vertikálního liniového skenu od paty sloupu do potřebné výšky pro stanovení roztečí třmínků.
- Provedení plošných skenů na dvou sousedních stěnách sloupu pro stanovení případných anomálií v průběhu třmínků apod. (pokud nedostačuje šířka boční stěny na umístění standardního rastru pro plošný sken, je možné ji nahradit rastrem připevněným na tenké plastové desce, a tím umožnit provedení skenu ve standardním požadovaném formátu.



Obr. 8.6.: Vlevo nahoře horizontální sken zachycující trojici hlavních výztuží na boku sloupu, vpravo nahoře plošný radarový sken formátu 600 x 600 mm pořízený na bočním líci sloupu může odhalit například sklon třmínků vzniklý patrně deformací armokoše při umístění do bednění, dole uprostřed vertikální liniový sken od paty sloupu vzhůru, zachycující třmínky.



Obr. 8.7.: Složením horizontálních liniových skenů stěn můžeme získat průřez sloupem, zde s dobře patrnými deformacemi či excentricitami armokoše.

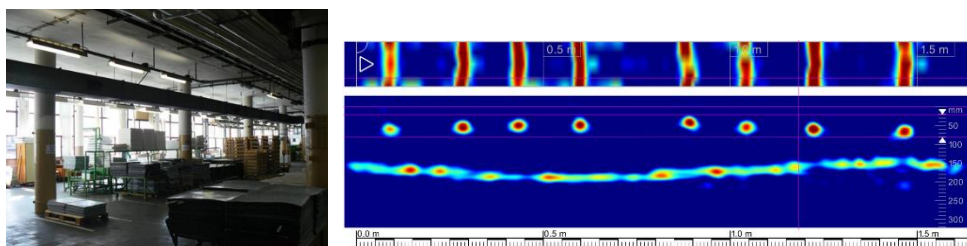
8.3.1.2 Sloupy kruhového průřezu

U sloupů kruhového průřezu je možné postupovat obdobně, jako v případě sloupů čtyřhranných. Hlavním rozdílem je to, že místo 4 liniových skenů pro stanovení polohy hlavní nosné výztuže je možné provést jeden liniový sken po obvodu sloupu, záznam pak bude de facto rozvinutým pláštěm válce. Z hlediska výběru metody platí prakticky totéž, jako v předchozí části, věnované sloupům čtyřhranného průřezu. Je vhodné provést radarové měření jako základ, pro zjištění případných neočekávaných anomálií v rozložení výztuže, a elektromagnetický indikátor a sekanou sondu použít pro zjištění chybějících parametrů, či zpřesnění. Použití radaru je zde mimo jiné rovněž indikováno rizikem vyššího krytí, či větší hustoty výztuží, než by umožnilo relevantní elektromagnetické měření.



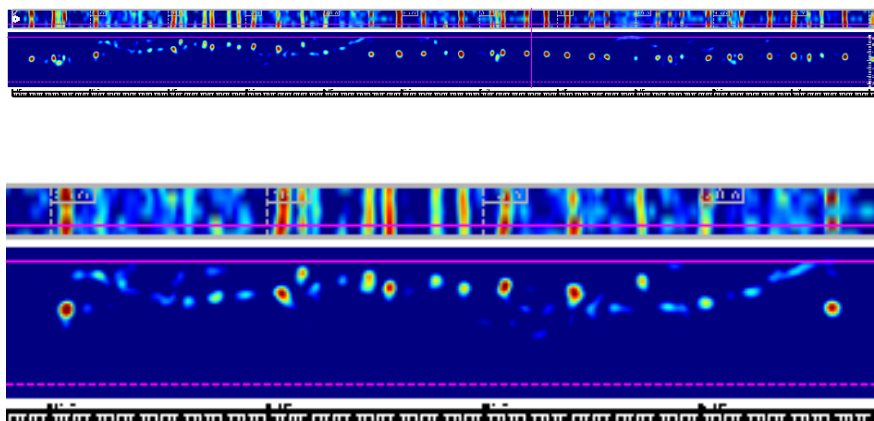
Obr. 8.8.: Měření hlavní výztuže na sloupech nesoucích galerii ve 2. NP Pavilonu Z na Brněnském výstavišti bylo prováděno s mírným pozvednutím čelní části sondy, sonda i v tomto režimu poskytuje relevantní zobrazení polohy hlavních výztuží.

Přidanou hodnotou měření sloupů technologií radaru je případný záznam dalších nehomogenit v tělese sloupu. Typickým případem může být v kruhových sloupech umístění svodů srážkové vody, což bylo typické např. pro tzv. Baťovy skelety továrních objektů. Právě kovový svod uvnitř sloupu (respektive stěna svodu) může být na radarogramu velmi dobře identifikován.



Obr. 8.9.: Budova 33 areálu Fatra Napajedla ze 30. let 20. století (nahore) a radarový sken provedený po obvodu sloupu, obsahujícího svod srážkové vody. Sken zobrazuje 8 výztuží a pod nimi linii pláště svodu. I svod je umístěný ve sloupu excentricky, proto linie v „řezové“ části radarogramu, která zobrazuje průběh pláště svodu pod povrchem sloupu, má tvar „sinusoidy“).

Podobně, jako v předchozím případě reaguje radar odrazem radarových pulzů i na nehomogenitách na úrovni trhlin v betonu. Zde je možné uvést typický případ, tedy masivní sloup mezilehlé dilatační podpěry na dálničním mostu ev. č. D2-058.2 u Lanžhotu. Na těchto masivních sloupech (průměr 1600 mm) byla v minulosti v místech koroze výztuže odstraněna krycí vrstva betonu a provedena sanace. V současnosti se sanační vrstva jeví jako odtržená od podkladu, a při provádění liniového radarového skenu přístrojem Hilti PS1000 X-SCAN lze porušená místa jednoznačně lokalizovat, přestože nejsou často patrná z povrchu sloupu. Bohužel, tyto masivní vnitřní delaminace působí jako překážka pro průchod radarových impulzů, tudíž za nimi (přesněji v nich) není výztuž detekovatelná.



Obr. 8.10.: Radarový liniový sken vedený po obvodu sloupu mezilehlé dilatační podpory mostu ev. č. D2-058.2 ve výšce cca 1500 mm nad terénem. Na skenu jsou patrné pruty hlavní výztuže s víceméně pravidelnými roztečemi cca 130 mm a krytím 80–120 mm (nahore). Celkový počet výztuží není možné určit díky delaminaci betonu a výskytu přidané výztuže v místě sanace (ve střední části sanace). Linie delaminace je dobře patrná na spodním výřezu skenu (dole).

8.3.2 Železobetonové desky a další plošné prvky

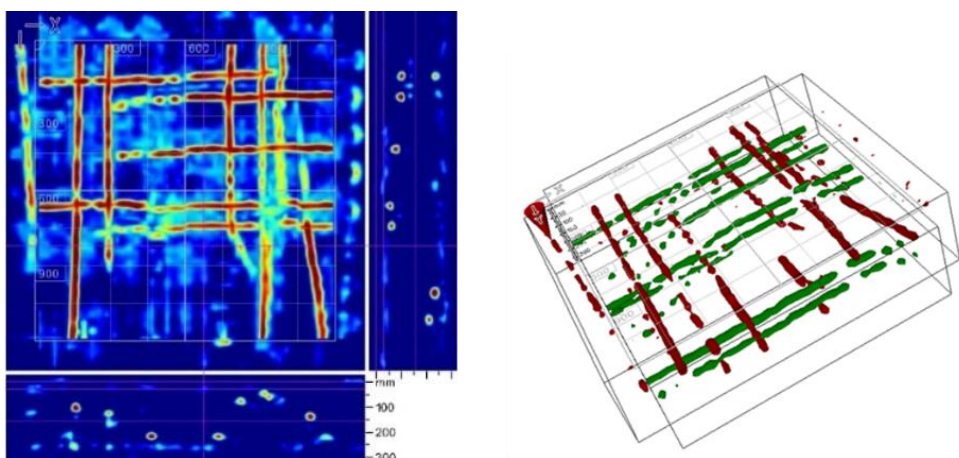
8.3.2.1 Železobetonové desky

V případě železobetonových, jednostranně či oboustranně armovaných desek, lze v podstatě využít všechny v minulosti či současnosti užívané NDT metody pro stanovení vyztužení. Mimo klasické desky sem můžeme počítat i různé typy železobetonových stěn, ostění tunelů, ale i prefabrikované dílce s převládajícím plošným rozměrem, jako jsou stropní panely, ale i stěny střešních vazníků a podobně. Radiografie byla v minulosti využívána v závislosti na celkové tloušťce, možnosti přístupu z jedné, či obou stran.

Stejně jako u sloupů se osvědčila metoda georadaru, jakožto vytvoření základních vizualizovaných podkladů, následně doplněná metodou elektromagnetických indikátorů, pokud výstupy z radaru ukáží její použitelnost a vhodnost, s uvážením všech omezujících podmínek. Na základě zkušeností se ukazuje, že právě v případě deskových prvků je kombinace onou těchto NDT metod velmi žádoucí, a výsledky se vhodně doplňují. V případě radaru dominuje plošná vizualizace, hloubkový dosah a možnost detekce více vrstev vyztužení, v případě elektromagnetických indikátorů pak přesnost určení krytí a možnost stanovení průměru výztuží. Pro stanovení typu je pak nezbytné provedení cílené sekané sondy. Využití radaru u železobetonových desek má ještě jeden pozitivní aspekt, pokud je dosah zařízení větší, než je tloušťka desky, je možné ve většině případů zobrazit zadní stranu desky, a tím s jistou přesností stanovit její tloušťku.

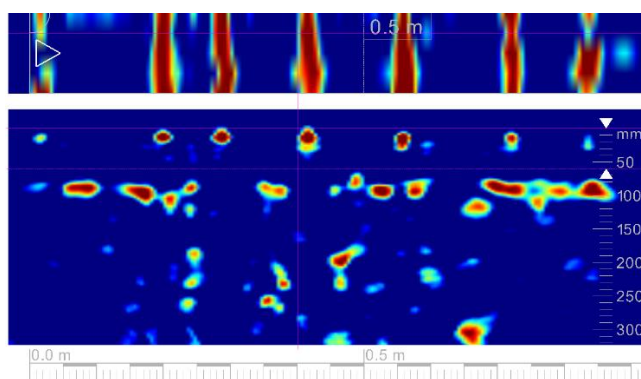
Doporučený postup při měření vyztužení desek radarem:

- Preference provedení plošných skenů k analýze celkového vyztužení v ploše, a možnosti analyzování 2D i 3D provedení skenů.
- Následně v potřebných místech provedení liniových skenů, například pro rozsáhlejší posouzení dodržení krytí výztuže a podobně (liniové skeny se provádí ideálně kolmo na předpokládaný směr průběhu výztuží, které chceme detekovat).
- Indikace vhodnosti cíleného využití elektromagnetického indikátoru pro případné zpřesnění měření a určení průměrů, i pro rozsáhlejší posouzení dodržení krytí výztuže a podobně (liniové skeny se provádí ideálně kolmo na předpokládaný směr průběhu výztuží, které chceme detekovat).



Obr. 8.11.: Jako příklad poslouží radarových skenů 1200 × 1200 mm (vlevo) pořízený z horní strany železobetonové desky Nákupního centra na Vídeňské ulici v Brně v místě okraje hříbové hlavice sloupu, skryté v desce. Vpravo 3D verze skenu.

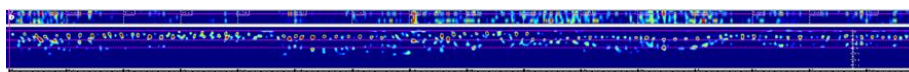
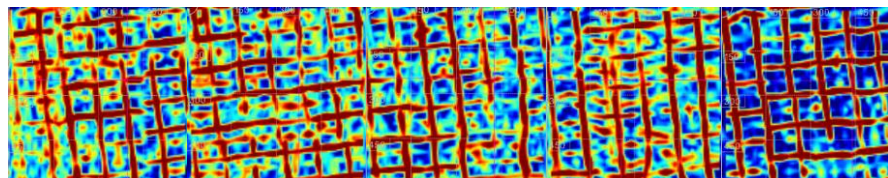
Jak již bylo řečeno, schopnost zobrazit zadní stranu desky, pokud je oblastí hloubkového dosahu přístroje patří k dalším pozitivům radaru.



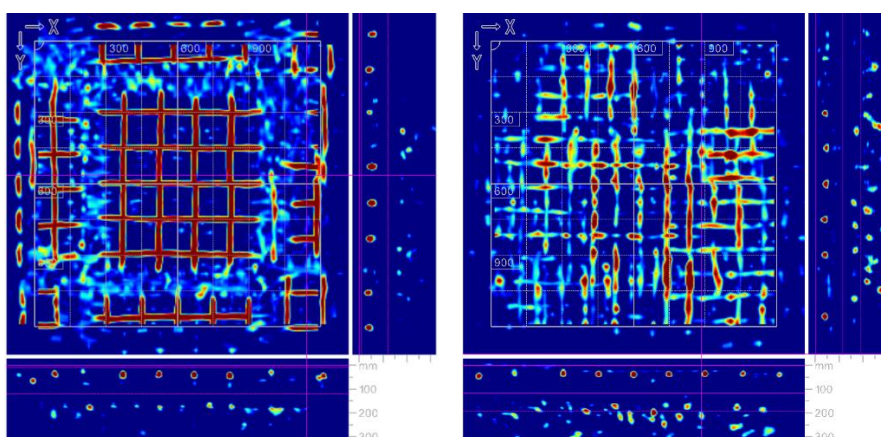
Obr. 8.12.: Příklad radarového skenu desky v místě sondy D1 v rámci stavebně technického průzkumu stropu v objektu Ferona v Brně, ze spodního líce. Na skenu je zachycena poloha hlavních výztuží v desce, a současně řezová část skenu zachycuje odraz zadní strany desky, a vymezuje tím tloušťku desky cca 90 mm.

8.3.2.2 Rozsáhlé prvky – stěny

Při měření rozsáhlých železobetonových plošných konstrukcí je výhodné pokrýt plochu buď liniovými skeny, které na sebe navazují (dle předpokládané polohy a dalších parametrů vyztužení lze alternativně použít jak georadar, tak elektromagnetický indikátor), nebo provést sérii plošných skenů, které na sebe navazují) skeny je možné složit.



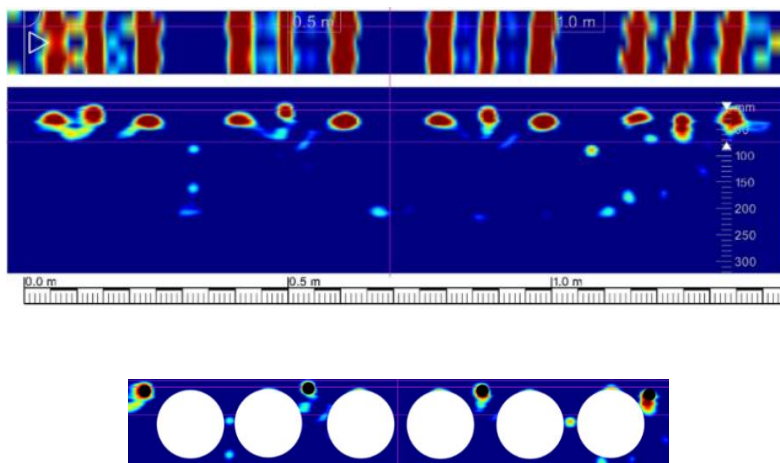
Obr. 8.13.: Stavebně technický průzkum stěn výběhu medvědů v ZOO Brno (tzv. Kamčatská chalupa) - příklad složení plošných skenů formátu 600 × 600 mm a liniového skenu v délce 8 m, zachycující vyztužení svařovanými sítěmi, místy se překrývajícími.



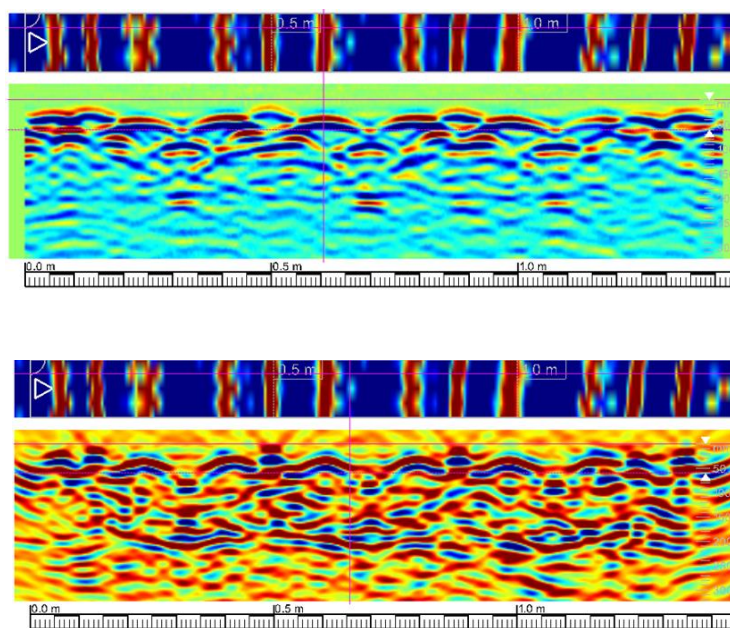
Obr. 8.14.: Využití největšího plošného radarového skenu formátu 1200×1200 mm na kontrolu vyztužení sanace stropu v objektu Minaretu v Lednicko-Valtickém areálu, Tentýž sken je zobrazen tak, že v levé verzi zobrazuje v pohledu vyztužení svařovanou sítí 150×150 mm v oddělených blocích (v hloubce cca 30 mm) a pravá verze zobrazuje spodní vyztužení stropu opět nakladenými svařovanými sítěmi 100×100 mm) hloubka cca 180 mm.

8.3.2.3 Dutinové panely

Jak bylo řečeno výše, mezi „deský“, tedy železobetonové prvky s převládajícím plošným rozměrem, můžeme počítat i různé typy stropních panelů. Stanovení jejich vyztužení se nijak zásadně neodlišuje diagnostiky ostatních „deskových“ prvků. Poněkud odlišnou kategorii tvoří různé typy dutinových panelů. Zde musíme počítat s tím, že obě v současnosti užívané NDT metody pro výztuž, tedy elektromagnetický indikátor i georadar, zobrazí ocelovou výztuž, ale georadar navíc zareaguje na dutiny v panelu. Zde je potřeba jisté obezřetnosti, protože u radarů určených převážně pro diagnostiku výztuže má vyhodnocovací software tendenci „ze všech vrcholů odrazových hyperbol udělat výztuž“.



Obr. 8.15.: Výškový objekt Šumavská Brno, záznam liniového skenu přístrojem PS1000 napříč stropním panelem od spodního líce. Dobře jsou patrné jednotlivé ocelové výztuže a vrcholy dutin v panelu, ne okrajích skenu jsou ještě zachyceny krajní výztuže sousedních panelů (nahore). Dole tentýž sken oříznutý na rozměr stropního panelu, se zvýrazněnými výztužemi (černá) a dutinami (bílá).



Obr. 8.16.: Sken z předchozího obrázku, kde softwarem nezpracovaná data v „řezové“ části skenu přesně napoví, jak software vytváří zobrazení fiktivní výztuže namísto dutin, v místě vrcholů odrazových hyperbol, případně v místě jejich protínání. Nahoře surová data, dole usměrněné vlny.

8.3.3 Železobetonové trámy

Stanovení vyztužení železobetonových trámů (průvlaků, trámů, žeber), patří ke komplikovanějším případům. Rozsah stanovení vyztužení je diktován účelem stavebně technického průzkumu. Pokud tento slouží jako podklad pro statický přepočítání únosnosti, minimální rozsah stanovení vyztužení trámů je následující:

- Hlavní nosná výztuž ve středu rozpětí u spodního líce prvku.
- Hlavní nosná výztuž u horního líce nad podporou (respektive v praxi spíše u „podpory“) – pokud není přístupný horní povrch trámu u podpory, lze do jisté míry nahradit stanovením vyztužení u podpory u spodního líce a zjištěním smykových ohybů hlavních výztuží, ale s výhradou.
- Poloha a množství smykových ohybů hlavních výztuží.
- Třmínky – rozteče a tvar, ideálně po celé délce prvku (rozdíly ve středu rozpětí a u podpory).

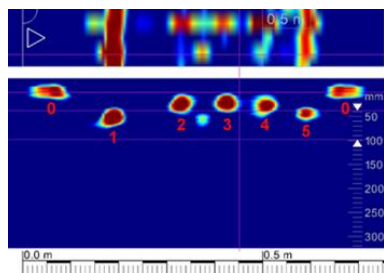
Právě diagnostika hlavní nosné výztuže je problematická v případech, kdy jsou výztuže umístěny v několika vrstvách (nebo obecně prostorově komplikovaně), vzdálenosti sousedních výztuží jsou minimální, výztuž je „utopená“ hluboko pod povrchem a podobně. Tyto nepříznivé případy v minulosti byly řešeny pomocí radiografie s užitím izotopu Co60.

V tomto směru dokáže kombinace ostatních metod radiografií nahradit ve většině případů, byť za cenu zvýšené nutnosti provedení rozsáhlejších sekaných sond tam, kde nedestruktivní metody selhávají díky omezením, daným jejich fyzikálními principy.

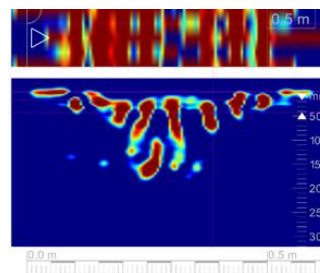
8.3.3.1 Hlavní nosná výztuž u spodního líce prvku (postup platí v modifikované podobě i pro výztuž u horního líce nad podporou)

Provedení liniových skenů napříč trámem ze spodního líce pro určení polohy hlavních výztuží – dle prostorových dispozic předpokládané polohy výztuže (krytí, počet vrstev) volíme metodu georadaru či elektromagnetického indikátoru. Optimální je kombinace obou metod a vzájemné zpřesnění výstupů. Pro měření elektromagnetickým indikátorem je vhodné předchodí určení polohy třmínků, aby měření probíhalo mezi nimi (u georadaru tato premisa neplatí). V případě předpokladu více vrstev výztuže následně realizovat svislé skeny na obou bocích trámu, vždy od spodního líce vzhůru. Georadar by měl mít takový dosah, aby při bočních skenech pokryl celou šířku trámu (tedy z každé strany by měl mít dosah přes polovinu šířky). Ve finále je nezbytné chybějící parametry stanovit sekanou sondou, či cílenými příklepovými návrty.

V případě komplikovaného vyztužení více vrstvami nemusí být využití kombinace zmíněných NDT metod stoprocentní. Například i jinak spolehlivý georadar může mít problém výztužemi přímo nad sebou, komplikaci tvoří v okrajové části trámu i odraz radarového signálu od bočních stěn (při měření na spodním líci – nutno počítat s tím, že na radarogramu může vzniknout v místě kraje trámu falešný odraz, který software vyhodnotí jako další výztuž u povrchu – viz Obr.8.16. Rozšíření výsledků může přinést využití plošných radarových skenů na spodní, i na bočních stranách trámu, a následně studium 2D či 3D variant výstupů. Jak již bylo řečeno, více vrstev výztuže je problematické, zejména když jsou pruty umístěny přímo nad sebou, zde i technologie georadaru v řadě přístavu selhává, a polohu výztuží v horních vrstvách je možné zjistit pouze kombinací bočních skenů, a cílených příklepových návrů mezi pruty výztuže ve spodní vrstvě.

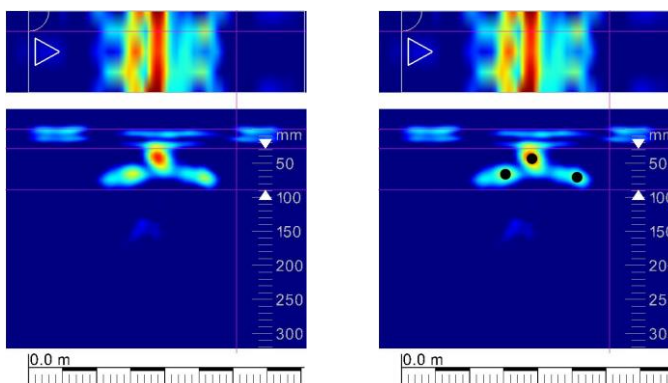


Obr. 8.17.: Výsledky měření hlavní výztuže přístrojem HILTI PS 1000 uprostřed rozpětí průvlastku S1-1. U spodního líce je registrováno v souladu s výkresovou dokumentací 5 prutů výztuže (značeno 1 až 5), projev odrazu radarových vln na okraji prvku je označen 0. Typ a průměr výztuží byl ověřen cílenou sekanou sondou



Obr. 8.18.: Liniový radarový sken napříč průvlastkem v objektu Paláce Jalta v Brně ze spodního líce, jasně patrných 8 výztuží u spodního líce, bohužel technologie radaru při tak hustém vyztužení neumožňuje zobrazení výztuží ve 2. řadě – jsou sice z části na skenu zobrazeny, ale díky malým roztečím a vzájemným zakrytím je sken téměř nevyhodnotitelný.

Měření na trámech (žebrech) malých rozměrů je komplikované díky pravděpodobnosti malých rozestupů mezi výztužemi (zejména pro elektromagnetický indikátor, ale i pro georadar), a současně díky okrajovému efektu odrazu radarového signálu.



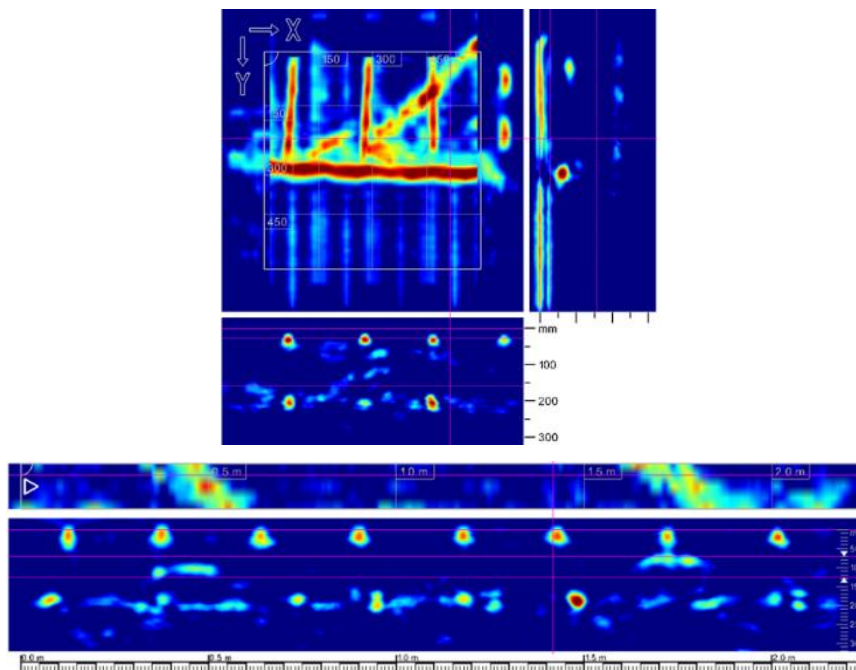
Obr. 8.19.: Pavilon Z na Brněnském výstavišti – základem diagnostiky výztuže žebek se stalo liniové skenování radarem zespodu prvků (nahore). Dole záznam liniového radarového skenu napříč žebrem u spodního líce, na pravém obrázku zvýrazněna poloha hlavní výztuže, krajní pruty jsou méně rozeznatelné vlivem okrajového efektu odrazu.

8.3.3.2 Smykové ohyby hlavních výztuží

Do příchodu technologie georadaru do odvětví diagnostiky konstrukcí bylo stanovení polohy smykových ohybů výztuže velmi komplikované. Většinou probíhalo formou stanovení rozdílu v počtu výztuží uprostřed rozpětí a u podpory při spodním líci, a to ideálně radiograficky izotopem Co60. Přesná poloha ohybů se mohla stanovit díky měření ve více místech staničení trámu. V extrémně důležitých případech bylo možné provést radiograficky boční prozáření, za cenu vysoké časové náročnosti (doba expozice daná ohniskovou vzdáleností a tloušťkou betonu).

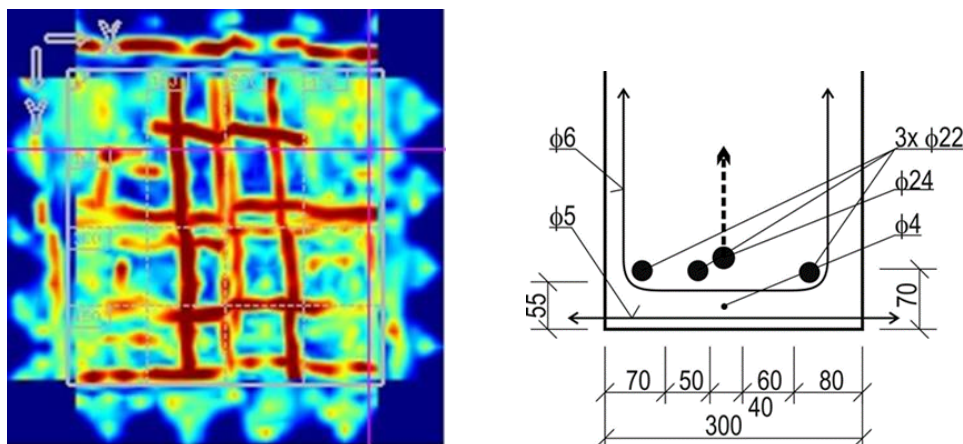
S příchodem georadaru se situace radikálně změnila. V závislosti na vhodnosti podmínek (přístupnosti a rozměrech trámu) je možné detekovat smykové ohyby dvojím způsobem:

Prvním způsobem může být provedení řady plošných skenů na bočním líci trámu. Zásadou je mít možnost zmapovat celý vnitřní prostor trámu, tedy hloubkový dosah radaru musí odpovídat alespoň polovině šířky trámu (při skenování z obou bočních líců je pokryt celý vnitřní prostor). Druhou, výrazně jednodušší a rychlejší metodou lokalizace ohybů hlavních výztuží je provedení horizontálního liniového skenu po bočním líci trámu. Zde se ukazuje obrovská výhoda radaru Hilti PS1000 X-SCAN, která spočívá v osazení trojicí antén, což umožňuje i při provádění liniového skenu (de facto sonda provádí 3 liniové skeny současně) určit i pohledové části skenu sklon výztuží. Proto provedení horizontálních skenů z obou stran trámu umožní lokalizaci všech ohybů (jsou-li v hloubkovém dosahu sondy).



Obr. 8.20.: Nahoře plošný radarový sken z boku žebra s dobře patrným ohybem hlavní výztuže, dole liniový radarový sken podél bočního líce žebra zobrazuje dvojici ohybů hlavní výztuže.

V případě jedné vrstvy výztuže lze zachytit polohu ohybu i plošným skenem ze spodního líce prvku, v rámci stanovení počtu hlavních výztuží.



Obr. 8.21.: Průvlak šířky 300 mm v 1.NP objektu 33, Fatra Napajedla, vpravo plošný radarový sken 600 × 600 mm ze spodního líce průvlaku zachytit 650 mm od kraje sloupu jeden ohyb hlavní výztuže. Vpravo řez průvlakem v místě skenu.

8.3.3.3 Třmínky

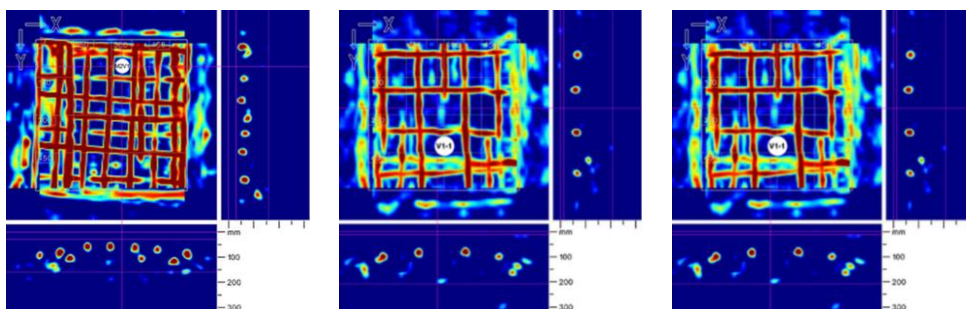
Relativně jednodušším úkolem v rámci stanovení vyztužení trámu je určení polohy třmínků. Vzhledem k tomu, že se nachází při povrchu prvku, je pro zjištění jejich roztečí a tvaru standardně používán elektromagnetický indikátor, nověji nahraditelný radarem. Tato náhrada však není nezbytná, jediné, čím může radar nově přispět, je při provedení plošného skenu ze spodní části trámu stanovení provedené třmínků, tedy například jsou-li dvoustřížné či čtyřstřížné, toto ale může radar určit i při bočním liniovém skenu. Standardně je poloha třmínků určována liniovými skeny rovnoběžně s osou nosníku, u podpory a ve středu rozpětí, nebo ideálně po celé délce prvku, a to buď na spodním líci, nebo pro vyloučení rušivého vlivu hlavních výztuží na bočním líci trámu. Výhodou měření elektromagnetickým indikátorem je případná možnost určení průměru prutů.

8.3.3.4 Jádrové vývrty do trámů

S vyztužením trámů souvisí ještě jeden aspekt, kdy využití georadaru výrazně přispělo ke zjednodušení provádění diagnostiky železobetonových objektů.

Již bylo řečeno, že georadar je optimálním zařízením pro výběr míst provádění jádrových vývrtů (ať již pro stanovení pevnosti betonu, nebo pro technologické průvrty), kdy je užitím radaru s dosahem odpovídajícím předpokládané hloubce vývrtu (nebo alespoň oblasti s předpokládaným výskytem vyztužení) zajištěno, že nedojde při vrtání ke kolizi, nebo dokonce převrtání výztuže. V případě železobetonových trámů (průvlaků, žeber) bylo obvyklé odebírat vývrty ve staticky příhodném místě vrtem do boku trámu, což s sebou neslo v řadě případů komplikace související s využitím výškové techniky (např. v průmyslových objektech s velkou výškou podlaží), či komplikace spojené

s rizikem prašnosti a vlhkosti v užívaných interiérech. Provádění vývrtů shora do trámů přes skladbu podlahy nebylo možné z důvodu hustého vyztužení, a téměř 100% jistoty kolize s výztuží. Technologie georadaru umožňuje i v hustém vyztužení nad trámem (horní výztuž trámu, výztuž desky, horní části třmínků) najít vhodný prostor, a vhodně zvolit průměr vrtání, aby nebyla výztuž poškozena.



Obr. 8.22.: Příklady radarových skenů stropní konstrukce pro upřesněné polohy a možného průměru jádrového vývrtu betonu průvlastku pro stanovení pevnosti betonu v tlaku.

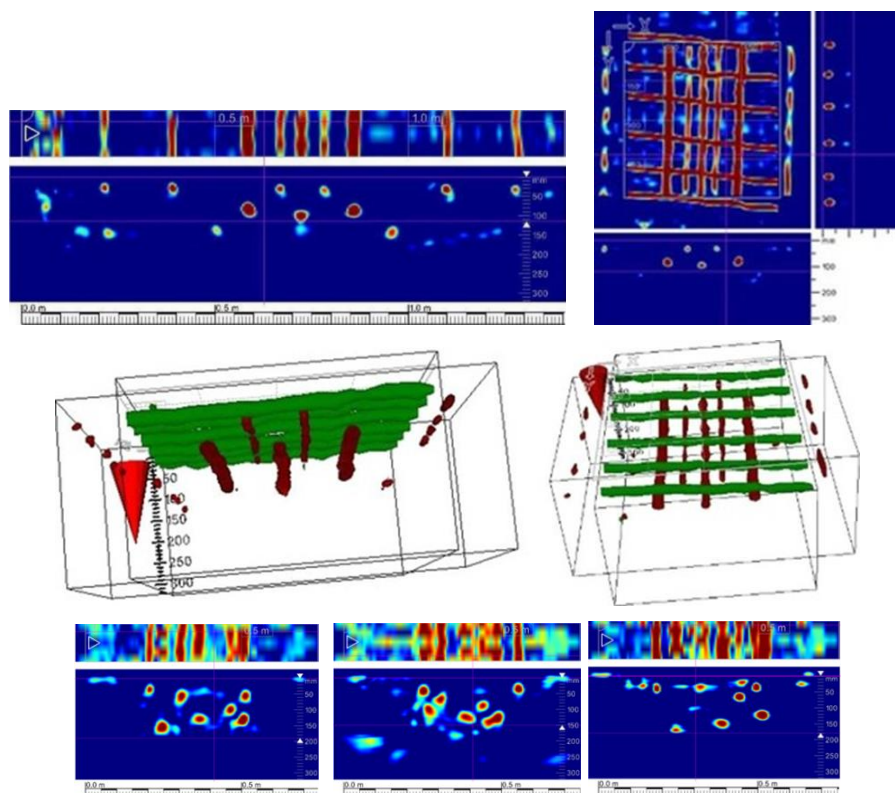
8.3.4 Předpjaté mostní nosníky – lokalizace předpínací výztuže

Na příkladech řádově stovek předpjatých mostních nosníků řady KA, I a DS-A bylo testováno využití různých metod k lokalizaci předpínací výztuže, za účelem kontroly správné polohy výztuže, a provedení sond pro zjištění správnosti zainjektování a koroze. Bylo zjištěno, že technologie radaru je optimálním řešením pro stanovení polohy předpjaté (i betonářské) výztuže, ale zásadním omezením je tvar a přístupnost prvků, kdy část výztuží, nebo část jejího průběhu je geometricky mimo možnost dosahu jakýchkoli měřících přístrojů.

Pro stanovení polohy kabelů v typových řadách nosníků KA a I byl v rámci diagnostiky zvolen následující postup skenování ze spodního líce nosníků:

- Liniový sken napříč nosníkem pro stanovení polohy předpínací výztuže i případné podélné konstrukční výztuže.
- Liniový sken v ose nosníku v délce alespoň 1 m pro stanovení polohy a roztečí třmínků.
- Plošný sken formátu 600 × 600 mm ve středu šířky nosníku pro potvrzení výsledků liniových skenů (3D analýza, vysvětlení případných nejasností).

Tento postup se osvědčil, pro následné vyhodnocení průběhu předpínací výztuže je nezbytné zaznamenávat vzdálenost místa měření od konce nosníku. V případě komorových typů nosníků se postup modifikuje pro užití na konkrétní stěně nosníku.

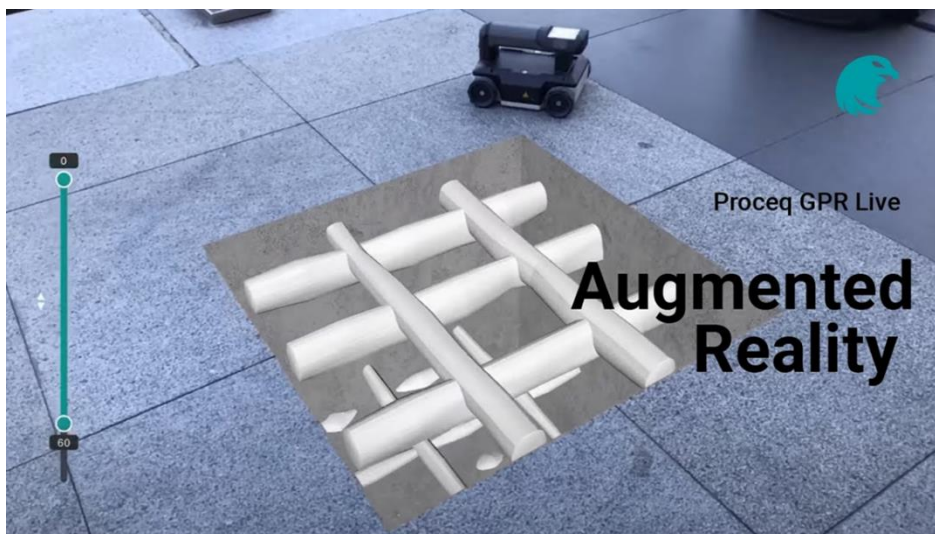


Obr. 8.23.: Nahoře vlevo liniový radarový sken ze spodního líce, zachycující spodní trojici předpínacích kabelů a všechnu podélnou měkkou výztuž v prvku, vpravo ověřovací plošný sken 600 × 600 mm v témže místě. Uprostřed tentýž plošný radarový sken formátu 600 × 600 mm pro názornost v provedení 3D v různém naklopení. Veškerá výztuž je jasně patrná. Zcela dole trojice skenů nosníků z téže mostní konstrukce ukazuje výrobní excentricity v poloze předpjaté i měkké výztuže.

8.4 Shrnutí



V předchozích kapitolách bylo však jasně prokázáno, že většinu standardních požadavků, které oblast diagnostiky výztuže přináší, lze uspokojivě řešit vhodnou kombinací stávajících dostupných metod. Zde je zásadní přínos georadaru, který nejen, že pokryje v kombinaci s elektromagnetickými indikátory většinu úkolů, ale umožňuje aplikovat postupy a činnosti před jeho příchodem nedosažitelné. Gamagrafie překonává ostatní metody prakticky již jen ve dvou dílčích aspektech – v rámci stanovení polohy výztuže ve velmi komplikovaných průřezech konstrukce, s extrémní hustotou vyztužení v kombinaci s více vrstvami (železobetonové trámy), a dále při stanovení správného zainjektování předpínací výztuže. Do jisté míry i toto je příčinou, proč návrat gamagrafie do oboru nelze v dohlednu očekávat.



Obr. 8.24.: Velmi perspektivní je zařízení Proceq GP 8000, pracující mimo jiné s projekcí zjištěné výztuže na zkoumaný prvek (tzv Augmented reality – rozšířená realita) [8.2]

Prakticky obě dnes používané NDT metody pro stanovení vyztužení slibují navíc značné perspektivy dalšího vývoje technologie i přístrojové techniky, a tím i zvýšení jejich praktických možností. Je však nutno mít na paměti, že v oblasti detekce ocelové výztuže platí ve zvýšené míře to, co můžeme vztáhnout na celou oblast diagnostiky konstrukcí:

- Je třeba vhodně kombinovat dostupné metody, neomezit se v dané oblasti pouze na jedinou.
- Využívat moderní zařízení, které umožní využití maximálních možností dané metody.
- Nezbytná je vysoká odborná erudice personálu, provádějícího diagnostická měření, zkušenost s danými přístroji a typy konstrukcí.
- V případě nestandardních měření je žádoucí provést předchozí přípravu testy na vhodných modelech.

Takto vhodné využití optimálních postupů a technologií, ideálně využívajících NDT principu, ve výsledku zajistí kvalitní výsledky diagnostiky konstrukce a její následné adekvátní zhodnocení. Na základě současných trendů lze předpokládat další pozitivní vývoj v oboru a další rozšíření možností kvalitní diagnostiky.

8.5 Autotest

Otázka 8.1.: Na jakém principu pracuje georadar?

Otázka 8.2.: Na které veličině závisí správnost určení hloubky výztuže pod povrchem betonu?

Otázka 8.3.: Na jakém faktoru závisí hloubkový dosah georadaru?

Otázka 8.4.: Jaké základní druhy skenů je možné provádět zařízením Hilti PS1000?



Otázka 8.5.: S jakou NDT metodou pro zjištění vyztužení železobetonu je vhodné kombinovat georadar?

Otázka 8.6.: Lze georadarem stanovit průměr výztuže?

Otázka 8.7.: Jakými způsoby lze radarem lokalizovat smykové ohyby hlavní výztuže v železobetonovém trámu?

8.6 Studijní prameny

8.6.1 Seznam použité literatury



[8.1] CASSIDY, Nigel. 2008. Introduction to GPR. Proceedings of the Tenth International Conference on Ground Penetrating Radar. 21–24 June 2004, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

[8.2] ANTON, O.; ŠTAINBRUCH, J.; KORDINA, T., Rozvoj a použití georadaru při diagnostice železobetonových konstrukcí, článek v Beton TKS, ISSN 1213-3116, Beton TKS s.r.o., Praha, 2011

[8.3] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P., NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV., ISBN 978-80-214-4198-9, Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, Brno, 2010

[8.4] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V. Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech. TZB – info, 2014, roč. 2014, č. 5, s. 1-12. ISSN: 1801-4399.

[8.5] ANTON, O.; CIKRLE, P.; HEŘMÁNKOVÁ, V. Problematika současných možností diagnostiky předpínací výztuže v konstrukcích. Sborník recenzovaných příspěvků konference ZKOUŠENÍ A JAKOST VE STAVEBNICTVÍ 2019. Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2019. s. 5-14. ISBN: 978-80-214-5750-8.

8.6.2 Seznam doplňkové studijní literatury



[8.6] Příjmení, J. *Název díla*. Vydavatel...

[8.7] Pro seznam literatury je opět přichystán styl „Literatura“.

8.6.3 Odkazy na další studijní zdroje a prameny



[8.8] Propagační materiály proceq na <https://www.screeningeagle.com/>

9 KERAMIKA – HISTORIE, TYPY ZDÍČÍCH PRVKŮ, JEJICH ZKOUŠENÍ A ZKOUŠENÍ STARÝCH CIHEL PRO ZNOVUPOUŽITÍ

9.1 Keramika ve stavebnictví

K tradičně nejstarším oborům lidské činnosti patří průmysl keramiky. Keramikou se v širším slova smyslu rozumí průmyslové zhotovování výrobků pálením keramických surovin, k nimž patří zejména hlíny, jíly, kaolíny, spraše, jílovité břidlice, lupky atd., tedy využívání anorganických nerudných surovin. Pro keramický průmysl je typické, že výrobky jsou tvarovány za studena a potom zpevňovány pálením, případně odléváním taveniny.



Keramika je soudržná polykrystalická látka, získaná převážně z přírodních anorganických nekovových surovin s určitým podílem skelné fáze, získaná zpracováním do tvaru a vypálením v žáru, při kterém dojde slinováním ke zpevnění a dosažení požadovaných fyzikálně mechanických vlastností.

9.1.1 Dělení keramiky ve stavebnictví podle vlastností střepu

Důležitým charakteristickým znakem keramických výrobků je keramický střep. Pod tímto označením rozumíme vlastní materiál, z něhož je keramický výrobek vytvořen. Keramické výrobky potom podle vlastností střepu dělíme:

Dle nasákavosti (NV):

- pórovitý (NV je nad 12 %)
- polohutný (NV je 8–12 %)
- hutný (NV 2–8 %)
- slinutý (NV pod 2 %)

Dle barvy střepu:

- bílý
- barevný

Dle charakteristiky střepu:

- cihlářský
- bělninový
- kameninový
- žárovzdorný
- porcelánový
- ostatní.

Dle použití:

- stavební keramika (cihlářské výrobky, kamenina)
- zdravotnická keramika
- žárovzdorné materiály
- technická keramika (konstrukční a elektrotechnická)
- speciální keramika.

9.1.2 Cihlářské výrobky

Cihlářskou výrobou nazýváme tu část hrubé keramické výroby, při níž formováním přírodních méně hodnotných surovin, hlín a jílů, do požadovaných tvarů a výpalem při teplotách 900 až 1100 °C vznikají výrobky, které se vyznačují pórovitým a barevným (ponejvíce červeným) střepem. Výrobky jsou většinou neglazované, plné, nebo vylehčené otvory (příčnými či podélnými), dutinami nebo zvyšováním pórovitosti. Třídění cihlářských výrobků, jejich vlastnosti a zkoušení je popsáno v ČSN 72 2600 Společná ustanovení a následujících, vymežujících vlastnosti a podmínky zkoušení.

Podle této normy se cihlářské výrobky třídí podle použití na:

- výrobky pro svislé konstrukce
- výrobky pro vodorovné konstrukce
- výrobky pro pálenou krytinu
- výrobky pro zvláštní účely

Další kapitoly se budou věnovat pro přehlednost již pouze cihlářským výrobkům pro svislé konstrukce, a z nich konkrétně cihlám. Zkoušky budou demonstrovány na cihlách plných.

9.1.2.1 Prvky pro svislé konstrukce

Do této skupiny patří různé cihly a tvarovky pro zdění i pro keramickou prefabrikaci.

Mezi prvky pro svislé konstrukce určené pro zdění patří cihly plné, děrované, keramické dílce a speciální výrobky pro zdění.

9.1.2.2 Cihly plné

Dnes se vyrábějí ve dvou formátech: velký (290×140×65 mm, průměrná hmotnost 4,2 až 5,0 kg) a malý (250×120×65 mm, průměrná hmotnost 3,1 až 3,7 kg).

Modifikací CP je cihla lícová plná nebo děrovaná vhodná pro neomítané zdivo, stejných rozměrů a podobných vlastností jako CP. Má jednu nebo dvě lícové strany upravované. Musí mít přesné rozměry, pěkný vzhled a stejnoměrné zbarvení, musí být mrazuvzdorné a musí vyhovovat zkoušce na cicvár a na výkvěty.

9.1.2.3 Cihly děrované

Děrované cihly se vyrábějí v různých druzích, které svými rozměry většinou odpovídají násobku normálního formátu cihel. Patří sem příčně děrované cihly,

tvárovky a kvádry. Děrované cihly mají nízkou objemovou hmotnost v rozmezí od 900 do 1450 kg.m⁻³ a velmi dobré tepelně izolační vlastnosti, jsou tenkostěnné s velmi kvalitním střepem, mrazuvzdorné i nemrazuvzdorné. Jsou určeny jak pro obvodové, tak i pro vnitřní nosné i výplňové zdivo. Lze z nich vytvářet jednovrstvé, dvouvrstvé i vícevrstvé zdivo. U vnějšího zdiva se obvykle povrchově upravují omítkou nebo obkladem.

9.1.2.4 Keramické dílce

Z některých keramických tvarovek se dle požadavků zákazníka vyrábí keramické dílce, a to jak výplňové, tak i pro vnější i vnitřní nosné stěny.

9.1.2.5 Prvky pro speciální zdění

Jedná se o pálené cihlářské výrobky pro specifické použití, např. cihly komínové a tzv. studnovky.

9.2 Zkoušení cihel

V následujících částech této kapitoly je uveden přehled stanovení základních fyzikálních i mechanických veličin a vlastností cihel a jejich střepu, podstatných pro posouzení keramických zdících prvků z pohledu jejich použití v konstrukci. Problematika je zpracována především z pohledu posouzení vlastností cihel v konstrukci, důležitých nejen z pohledu jejich odolnosti, trvanlivosti či užitné hodnoty (včetně mechanických vlastností důležitých z pohledu statického posouzení konstrukce), ale i z pohledu možného plnohodnotného znovupoužití při rekonstrukcích jak objektů památkově chráněných, tak ostatních.



Náhradu zdících prvků v historických konstrukcích lze řešit dvojím způsobem:

- Použitím nových zdících prvků, ať už se jedná o běžné nové cihly, anebo přímo o repliky historických cihel.
- Použitím starých cihel získaných ze zbouraných historických konstrukcí.

Při použití nových zdících prvků by měly být garantovány jejich vlastnosti jak z hlediska pevnosti, tak i z hlediska trvanlivosti a odolnosti proti vlivům prostředí (certifikace výrobků, doložená zkouškami). Při použití historických cihel získaných ze zbouraných konstrukcí je obtížné získat dostatečné množství cihel podobného vzhledu a vlastností a zejména prokázání kvality těchto cihel. Obecně rozšířené mínění o tom, že vypálená cihla je tak kvalitním prvkem, že ji lze bez problémů znovu použít, se nezakládá zcela na pravdě. Faktem je, že při znovupoužití starých cihel při rekonstrukcích památkově významných objektů hraje roli řada faktorů – od historie použití cihly (zda byla umístěna v chráněných či nechráněných konstrukcích), přes míru degradace (historie působení vlhkosti, vlivu solí, vlivu střídavého zmrazování a rozmrazování), avšak zřejmě nejdůležitějším faktorem je původní kvalita zdícího prvku – z jaké suroviny byl vyroben, zda byl technologicky správně zpracován a na jakou teplotu byl vypálen.

9.2.1 Požadavky na zdící prvky

Požadavky na vlastnosti cihel záleží především na tom, zda jde o chráněné (interiérové) zdivo bez možností účinků mrazu, anebo zdivo nechráněné.

9.2.1.1 Chráněné (interiérové) zdivo bez možnosti účinku mrazu

- Typ cihel: P podle ČSN EN 771-1+A1;
- Prostředí: MX1 (suché prostředí), MX2 (s vlivem vlhkosti nebo smáčení) podle ČSN EN 1996;
- Speciální požadavky z pohledu mrazuvzdornosti a obsahu aktivních rozpustných solí na cihly v závislosti na prostředí aplikace: MX1: libovolné, MX2: F0 (neagresivní prostředí), F1 (mírně agresivní prostředí) nebo F2 (silně agresivní prostředí) /S1 nebo S2 (podle ČSN EN 771-1), doporučuje se S2 bez požadavku na mrazuvzdornost.
- Ostatní požadavky: požadovaná pevnost v tlaku, rozměry, barva střepeu.

9.2.1.2 Nechráněné zdivo

- Typ cihel: U podle ČSN EN 771-1+A1;
- Prostředí MX3 – MX5 podle ČSN EN 1996;
- Požadavek na cihly v závislosti na prostředí aplikace: F1 až F2, S2;
- Ostatní požadavky: požadovaná pevnost v tlaku, rozměry, barva střepeu.

9.2.1.3 Odběr vzorků

Postup při odběru vzorků je popsán v normativní Příloze A normy ČSN EN 771-1+A1. Tento postup se uplatňuje při zkouškách určení typu a v případě požadavku na posouzení shody.

V zásadě se rozlišují dva druhy odběrů vzorků:

- Náhodný odběr vzorků – kdykoliv je to možné, je preferován.
- Reprezentativní odběr vzorků – tam, kde je obtížné se k některým vzorkům dostat.

Ačkoliv je náhodný odběr preferován, v reálných podmínkách je možný pouze u menšího množství vzorků buď volně přístupných, anebo naskládaných v malých slohách (každý vzorek v dodávce má mít stejnou šanci být vybrán). V případě velkých dodávek paletovaných cihel je obvykle nutné provést reprezentativní výběr vzorků.

Počty prvků pro nejdůležitější zkoušky pro prvky typu „U“ uvádí Tab. 9.1.

Tab. 9.1.: Počty prvků U (nechráněné zdivo) požadované pro jednu zkoušku [ČSN EN 771-1+A1].

Vlastnost	Zkušební metoda	Počet cihel
Rozměry	EN 772-16	10
Rovinnost ložných ploch	EN 772-20	3
Rovnoběžnost rovin ložných ploch	EN 772-16	3
Tvarové uspořádání	EN 772-3, 9, 16	10
Objemová hmotnost zdíčího prvku v suchém stavu	EN 772-13	10
Pevnost v tlaku	EN 772-1	10
Mrazuvzdornost (odolnost proti zmrazování/rozmrazování)	ČSN 72 2609	5
Nasákavost	EN 772-21	10
Počáteční rychlost nasákavosti	EN 772-11	10
Obsah aktivních rozpustných solí	EN 772-5	10

Poznámka: Pokud nedojde zkouškou k ovlivnění vlastností cihel, může se tentýž prvek použít pro více druhů zkoušek.

Uvedené ustanovení platí pro dodávky nových cihel, které nepřesahují cca 20 m³. V případě starých cihel doporučujeme provést větší výběr vzorků podle vizuálních znaků (minimálně trojnásobný proti požadovanému počtu u cihel nových). Z tohoto výběru zvláště pro zkoušky jako je pevnost v tlaku či mrazuvzdornost doporučujeme neprovádět výběr náhodný, nýbrž předvýběr na základě nedestruktivních zkoušek (rezonanční nebo ultrazvukové). Na základě těchto nedestruktivních zkoušek lze rozdělit vzorky do tří skupin – vzorky s nejnižšími, průměrnými a nejvyššími hodnotami ukazatelů NDT zkoušek (rezonanční frekvence, rychlost šíření ultrazvuku). Vzorky z těchto tří skupin mohou být posouzeny zvláště, anebo společně s rovnoměrným zastoupením cihel různé kvality (na základě NDT zkoušek).

Např. pro zkoušku mrazuvzdornosti se doporučuje vytvořit dvojice cihel s adekvátními vlastnostmi, a na nich provést současně porovnání vlastností ve stavu zmrazovaném a nezamrazovaném.

9.2.2 Vizuální zkoušení a třídění cihel

9.2.2.1 Stanovení barvy a vzhledu (dle ČSN 72 2602)

Zjišťuje se vizuálně podle normy ČSN 72 2602 Skúšanie tehliarskych výrobkov, zisťovanie vzhľadu a rozmerov. Jedná se o barvu, tvar, začouzení, trhlinky, množství zlomků, poškození ploch, hran a rohů. Během výpalu může vznikat

různá barva střepeu způsobená odlišnými teplotami výpalu a použitou cihlářskou zeminou. Barva se posuzuje vizuálně a poté se cihly zařadí do tříd.



Obr. 9.1.: Barva střepeu dle teploty výpalu (V – výsušek).

Začouzení se zjišťuje vizuálně ve vzdálenosti 2 m od vzorku při denním rozptýleném světle. Na vzorcích nesmí být z této vzdálenosti viditelné náznaky začouzení. Pokud jsou na vzorcích patrné stopy začouzení, tak se tato místa otřou bílým papírem a pokud na něm zůstanou viditelné stopy sazí a dýmu, tak se vzorek hodnotí jako začouzený.

Kolmost hran se měří pomocí úhloměru nebo úhelníku a měrného klínu. Odchylka od kolmosti při použití úhloměru se udává v úhlových stupních a minutách zaokrouhlených na 1°. Rovinnost hran se zjišťuje přikládáním hrany pravítka na měřenou hranu. Zakřivení se zjišťuje na každé hraně.

Zakřivení se určuje na každé ploše dvakrát ve směru úhlopříček. Prohnutí (konkávní zakřivení) se na ploše zjišťuje přiložením hrany rovného kovového pravítka ve směru úhlopříčky. Měrným klínem se poté odměří největší vzdálenost mezi povrchem vzorku a pravítkem. Vyklenutí (konvexní zakřivení) ploch se měří ve směru úhlopříček. Kovové pravítko se položí hranou na vrchol vyklenutí a podkládá se z obou stran měrnými klíny takovým způsobem, aby vzdálenost plochy od hrany byla v obou rozích stejná. Zjištěné hodnoty určují velikost zakřivení. Udává se maximální hodnota zakřivení.

Poškození ploch hran a rohů se zkouší přiložením ocelového pravítka na povrch vzorku. Kolmo na pravítko se přiloží měřicí ocelová jehla, jejíž hrot se dotýká nejhlubšího místa poškození. Vzdálenost spodní hrany pravítka od hrotu jehly udává hloubku poškození. Výsledkem tohoto měření je maximální zjištěná hodnota a počet poškození na vzorku. Délka trhlinky se zjišťuje pomocí ocelového měřidla se zešíkmenou hranou nebo posuvným měřítkem. Za délku trhlinky se považuje nejkratší vzdálenost mezi začátkem a koncem. Šířka se zjišťuje měřicí lupou a udává se s přesností $\pm 0,1$ mm. Za šířku trhlinky se považuje největší naměřená hodnota. Hloubka trhlinek se zjišťuje měrnou jehlou (pokud to šířka trhlinky umožňuje) a je za ni považována největší naměřená hodnota.

9.2.2.2 Stanovení rozměrů (dle ČSN EN 771–1 +A1 a ČSN EN 772-16)

Podstatou zkoušky je změření základních rozměrů (tedy délka l_u , šířka w_u a tloušťka h_u), které se měří vždy na všech čtyřech plochách. Před měřením je nutno povrch zbavit všech výčnělků, výstupků apod., které by překážely měření. Pro každý rozměr se provedou 2 měření a následně se vypočte jejich aritmetický průměr s přesností na 1 mm. Po změření rozměrů se provádí zařazení vzorku do příslušné kvalitativní kategorie (Tab. 9.2.). Skutečné rozměry se stanovují podle normy ČSN EN 772-16 Zkušební metody pro zdící prvky – Část 16: Stanovení rozměrů, srovnáním skutečných rozměrů s jmenovitými rozměry (předepsanými).

Tab. 9.2.: Kategorie mezních odchylek od jmenovitých rozměrů podle ČSN EN 772-16.

Vnější vlastnosti		Kategorie				
Mezní odchylky jmenovitých rozměrů [mm]	Jmenovité rozměry [mm]	T1	T1+	T2	T2+	Tm
	290	± 7	± 7	± 4	± 4	> 7
	140	± 5	± 5	± 3	± 3	> 5
	65	± 3	± 1	± 2	± 1	> 3

9.2.2.3 Určení stáří historických cihel na základě technologie výroby, rozměrů a značení

Při znovupoužití historických cihel nelze pominout ani přibližné určení jejich stáří, a to z důvodů zajištění autenticity a kompatibility cihel použitých pro doplnění a náhradu historického zdiva. Určení stáří cihel je poměrně složité a vždy musí vycházet z kontextu (údaje o stáří objektu, mapové podklady, archivní záznamy), ovšem lze jej provést rovněž na základě vnějších znaků, zejména podle:

- Znaků technologie výroby – formování, prstování, řezání;
- Vývoje formátů cihel, regulace rozměrů;
- Značení cihel.

Znaky technologie výroby – formování, prstování, řezání

Povrch cihly může nést celou řadu stop, které mohou poskytnout informace, týkající se způsobu a průběhu výrobního procesu, a přeneseně pomoci zařadit cihlu do příslušného dějinného období.

Pro cihly středověké, do 15. století bylo často typické tzv. prstování. Jde o podélné rýhy vytvořené prsty cihláře na horní straně cihly vystupující z dřevěné formy. U cihel od konce 15. století se pak spíše setkáváme na straně vystupující z formy se stopou seříznutí přebytečného materiálu strunou, prkénkem nebo nástrojem podobným motyce.



Obr. 9.2.: Vlevo prstované cihly (cca 13. stol.), vpravo lícová strana cihly se stopami seřiznutí nástrojem (Rosa Coeli, Dolní Kounice, 15. stol.).

Na výrobcích je zejména patrné, zda byly vytvářeny vtlačeními cihlářské hlíny do formy, či již byl z hlíny šnekovým lisem vytvářen nekonečný pás, který byl následně řezán na jednotlivé výrobky (přelom 19. a 20. století). U cihel starších (středověk) měla forma podobu rámu, který byl položen na pískový podsyp, na finálním výrobku jsou často patrné stopy podsypu, ale i „vytažená“ hrana při dolní ložné ploše cihly. Pokud vyjdeme z premisy, že formy opatřené dnem umožňují přenesení výrobku, pro jeho vyklopení, zatímco formy bezdenné musí být použity přímo v místě vyklopení cihly, můžeme předpokládat snad někdy v průběhu 16. století, patrně s přechodem z vysokého pozdně gotického formátu na „barokní“ zásadní změnu ve způsobu výroby, představovanou například přechodem výroby z volné plochy na cihlářské tvářecí stoly. Při studiu získaných vzorků barokních cihel byl konstatován častý výskyt otisků nehoblovaných prken na spodní ploše cihel, je otázkou, zda byla nehoblovaná prkna užita jako pevně připevněné dno formy, nebo jako podklad pro rámovou formu (alternativa podsypu).



Obr. 9.3.: Vlevo stopy podsypu na spodní straně gotické prstované cihly uprostřed stopy po nehoblovaných prknech na barokní cihle a vpravo známky řezání cihly z nekonečného pásu vytlačného šnekovým lisem – moderní výroba.

Vývoj formátů cihel, regulace rozměrů

Rozměry cihlářských výrobků, především plných zdících cihel, bývají často diskutovaným tématem. Do bližšího poznání metrického vývoje této komodity je často vkládána až neúměrná naděje, že dopomůže k datování cihel. Jednou ze základních připomínek k přeceňování výzkumu rozměrových a formátových parametrů cihel je nutnost uvědomění si práce s přírodním materiálem v „polních“ podmínkách, kdy hlína při výpalu reaguje dle teploty a dalších podmínek vždy jinak, a i z jedné formy můžeme dostat dva výrobky poněkud odlišných rozměrů. Při plošné regulaci rozměrů cihlářských výrobků pak musíme v případě vzorového modelu pro formát před výpalem brát v úvahu užití odlišných typů hlíny a tím i její odlišnou reakci na vlastní výpal (smrštění). A do třetice je nutné před plošnou regulací parametrů cihel uvažovat o výrazných regionálních rozdílech ve výrobě.

V případě klasických cihel pro zdění lze sledovat vývoj rozměrů přibližně od 13. století. Středověké cihly byly typické nejednotným formátem, nicméně patrnou snahou o zachování poměrů délek stran 4 : 2 : 1 (včetně spáry). Např. v Brně se obvykle setkáváme v průběhu 13. a 14. století s cihlami „malého formátu“, kde rozměry oscilují kolem hodnot 200 × 100 × 50 mm, a pozdní gotiku (14. až 15. století) charakterizuje spíše druhý typ středověkých cihel, tzv. „vysoký formát“, přibližně 290 × 145 × (75-100) mm. Cihly jsou většinou charakterizovány i tzv. prstováním. V průběhu dalších historických období probíhala výroba cihel na našem území bez zásadní snahy o unifikaci formátů, často se rozměry lišily dle místních zvyklostí.

První plošná směrnice pro naše území je datována k roku 1788, kdy jsou předepsány rozměry 12×6×3 palce (cca 316×158×79 mm). I přes toto nařízení však byly i nadále dodržovány regionální tradice a rozměry vyráběných cihel byly značně variabilní.

Na Moravě se první dosud známý pokus o regulaci cihlářských výrobků datuje k roku 1810, tj. do období kdy probíhají i další pokusy o regulaci výroby v cihlářství (srov. např. nařízení otopu uhlím k roku 1813). Dle cirkuláře moravského gubernia měly mít cihly rozměr 11,5×5,75×2,75 palce (cca 303×151×72 mm).

S přechodem monarchie na metrický systém, uplatňovaným postupně po roce 1876, byl rozměr cihel pro zdění ustanoven na nynější standardní hodnotě 290 × 140 × 65 mm. Po roce 1900 registrujeme však snahy o zavedení tzv. cihly malé používané v Německu a Rakousku (250 × 120 × 65 mm), které se však pro odpor stavební veřejnosti příliš neujaly.



Obr. 9.4.: Názorný příklad porovnání rozměrů cihel v brněnském regionu, zleva 13. st., 15. st., 18. st., cca. 1873, a 1923.

Značení cihel

Zatímco v období baroka bylo použití cihlářských značek na území ČR spíše výjimečné, cihly značili jen někteří výrobci, a značky nesl často jen zlomek vyrobených cihel.

Až od druhé třetiny 19. století, zřejmě i v kontextu vydaných předpisů (pro Čechy Guberniální nařízení z 11. 7. 1839) se postupně i u nás začaly všechny cihly značit. Tato praxe je však bezprostředně vázána na technologii výroby a používání forem. Dnes rozlišujeme značky – kolky v zásadě na pozitivní a negativní. Pozitivní kolek vystupuje z plochy cihly, vznikl tak, že do dna formy byla značka vyryta či snad vypálena. Tyto pozitivní kolky jsou proto většinou relativně jednoduché, a jsou obecně považovány za starší (18. stol. - počátek 19. stol.)

Pokročilejší variantou je tzv. negativní kolek, tedy značka zahloubená do plochy výrobku, většinou vznikla připevněním značky (mosazné, či litinové) na dno formy. S těmito kolky se setkáváme v průběhu 19. a ještě na počátku 20. stol. Tradice značení cihel výrobcem postupně zanikla ve 20. století se změnou technologie výroby.



Obr. 9.5.: Vlevo typické pozitivní kolky (cca 18.-19. stol.), vpravo jednoduchý negativní kolek vytvořený značkami připevněnými na dno formy (Brno, patrně Adalbert Satzger mezi lety 1860 a 1870).

9.2.3 Stanovení fyzikálně mechanických vlastností

9.2.3.1 Stanovení objemové hmotnosti (dle ČSN EN 771-1+A1 a ČSN EN 772-13)

Objemovou hmotností zdícího prvku se rozumí hmotnost jednotkového objemu vzorku včetně dutin a pórů v něm obsažených. Podle ČSN EN 771-1+A1 musí každý výrobce deklarovat objemovou hmotnost prvků v suchém stavu s tolerancí D1: 10 %. Pro zachování národních zvyklostí hodnocení objemové hmotnosti zdících prvků lze používat klasifikaci podle ČSN 72 2609, kde např. pro třídu objemové hmotnosti $1800 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ se průměrná objemová hmotnost prvků pohybuje v intervalu $1601\text{--}1800 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$.

Objemová hmotnost $\rho_{g,u}$ cihel se stanovuje podle ČSN EN 772-13. Celé zkušební vzorky jsou vysušeny do ustálené hmotnosti v sušárně s nucenou výměnou vzduchu při $105 \text{ }^\circ\text{C}$. Poté jsou zváženy (hmotnost $m_{dry,u}$) a změřeny (objem $V_{g,u}$). Objemová hmotnost se vypočte ze vztahu:

$$\rho_{g,u} = \frac{m_{dry,u}}{V_{g,u}}$$

$\rho_{g,u}$ objemová hmotnost za sucha [kg/m^3],

$m_{dry,u}$ hmotnost zdícího prvku vysušeného do ustálené hmotnosti [kg],

$V_{g,u}$ průměrný objem prvku [m^3].

Hodnoty objemových hmotností za sucha jednotlivých vzorků se zaokrouhlí na nejbližších $10 \text{ kg}/\text{m}^3$ (pro $\rho_{(g,u)} > 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$). Následně se určí průměr z těchto hodnot.

9.2.3.2 Možné vlhkostní stavy zdících prvků, stanovení vlhkosti a nasákavosti

Stav přirozené vlhkosti – Jedná se o vlhkostní stav, ve kterém se prvky nachází v daném prostředí např. zabudované v konstrukci, uložené na skládce apod. Tento vlhkostní stav je ovlivněn řadou faktorů, jako je vzdušná vlhkost, teplota, způsob uložení apod.

Vysušený stav – Prvky jsou vysušeny při teplotě $105 \div 110 \text{ }^\circ\text{C}$ do ustálené hmotnosti. Ustálené hmotnosti je dosaženo, pokud druhá ze dvou po sobě naměřených hmotností, mezi jejichž stanoveními je časový interval větší než 24 hodin a úbytek hmotnosti je menší než 0,2 % celkové hmotnosti prvku. Detailní postup je definován v ČSN EN 772-21.

Nasycený stav za atmosférického tlaku – Zdící prvky vložíme do nádoby s destilovanou nebo pitnou vodou o laboratorní teplotě $20 \text{ }^\circ\text{C}$ tak, aby se vzájemně nedotýkaly a byly ponořené v celém svém objemu. Takto se ponechají po dobu 24 hodin. Detailní postup je definován v ČSN EN 772-21.

Nasycený stav varem – Zdící prvky vložíme do nádoby s destilovanou, nebo pitnou vodou tak, aby se vzájemně nedotýkaly a byly ponořené v celém svém objemu. Vodu následně přivedeme k varu, který se udržuje ještě další 4 hodiny.

Po skončení varu se vzorky ponechají ve vodě dalších 16 až 24 hodin. Detailní postup je popsán v ČSN 72 2609.

Vlhkost

Vlhkost w vyjadřuje množství vody (volné nebo fyzikálně vázané) v prvku. Stanoví se zvážením prvku ve stavu zpravidla přirozené vlhkosti a zvážením prvku po jeho vysušení do ustálené hmotnosti (vysušeného stavu). Následně se vyjádří poměr množství vody ku množství suché látky, a to buď hmotnostně, nebo objemově. Rozlišujeme tedy hmotnostní vlhkost a objemovou vlhkost. Vlhkost zdícího prvku stanovíme zpravidla hmotnostně jako:

$$w_m = \frac{m_s - m_d}{m_d} \times 100$$

Kde:

w_m hmotnostní vlhkost [%],

m_s hmotnost prvku ve stavu přirozené vlhkosti [g],

m_d hmotnost prvku ve vysušeném stavu [g].

Nasákavost

Podle ČSN EN 771-1+A1 musí výrobce pro pálené zdící prvky určené pro neomítané vnější zdivo deklarovat hodnotu nasákavosti. Průměrná hodnota nasákavosti předepsaného počtu prvků nesmí být vyšší než deklarovaná nasákavost. Nasákavost je schopnost vypáleného keramického materiálu přijímat kapalinu. Nasákavost se obecně stanovuje (především jako absolutní hmotnostní nasákavost) v % jako poměr hmotnosti vody pohlcené zkušebním vzorkem ke hmotnosti vysušeného vzorku za podmínek stanovených normou. Zkouška spočívá v tom, že se vyplní otevřené póry vodou. Vysoká nasákavost odpovídá pórovité struktuře, zatímco hutný a slinutý výrobek má nasákavost nízkou. Na základě známé hodnoty nasákavosti, lze potom usuzovat na další vlastnosti keramického střepe (pevnost, mrazuvzdornost, objemová hmotnost apod.).

Pro stanovení nasákavosti se použije zkušební postup podle ČSN EN 772-21 Zkušební metody pro zdící prvky – Část 21: Stanovení nasákavosti pálených a vápenopískových zdících prvků ve studené vodě“. Zkušební vzorky byly vysušeny v sušárně s nucenou výměnou vzduchu při 105 °C do ustálené hmotnosti a po ochlazení na laboratorní teploty byly zváženy (hmotnost m_d) a následně umístěny na 24 hodin do nádrže s pitnou vodou o laboratorní teplotě 20 °C. Poté byly z nádrže vyjmuty, povrchově otřeny vlhkou textilií a zváženy (hmotnost m_s).

Další možný postup je popsán v ČSN EN 772-7 - Část 7: Stanovení nasákavosti varem pálených zdících prvků pro izolační vrstvy proti vlhkosti. Na rozdíl od postupu uvedeném v ČSN EN 772-21 jsou prvky nasyceny varem. Pro oba výše uvedené způsoby stanovíme vlhkost jako:

$$w_s = \frac{m_s - m_d}{m_d} \times 100$$

Kde:

w_s hmotnostní vlhkost [%],

m_s hmotnost prvku v nasyceném stavu [g],

m_d hmotnost prvku ve vysušeném stavu [g].

9.2.3.3 Stanovení mrazuvzdornosti (dle ČSN EN 72 2609)

Mrazuvzdornost je schopnost materiálu vydržet za daných podmínek určený počet cyklů zmrazování a rozmrazování bez následného vzniku závad na střepe. Mrazuvzdornost vyjadřuje trvanlivost a je znakem dobré kvality keramických výrobků. Přeměna vody v led je provázána objemovým nárůstem ledu zhruba 10 %. Při dalším snižování teploty pod bod mrazu dochází navíc rekrystalizací ledu k jeho dalšímu objemovému nárůstu (při -22 °C činí 13,3 %). Při zkoušce mrazuvzdornosti se zkušební vzorky nasycené vodou podrobují předepsanému počtu zmrazovacích cyklů a posuzují se změny, které na vzorcích nastaly. Počet zmrazovacích cyklů ve vztahu k deklaraci tříd mrazuvzdornosti podle ČSN EN 771-1+A1 je uveden v tabulce níže.

Tab. 9.3.: Mrazuvzdornost pálených prvků podle ČSN EN 771-1+A1.

Kategorie mrazuvzdornosti		Počet zmrazovacích cyklů
F0	Neagresivní prostředí - např. zdivo vnějších stěn opatřených vhodnou ochranou apod	0
F1	Mírně agresivní prostředí - např. zdivo chráněné parapetní deskou s okapnicí, ochrana hlav stěn přesahem stěny nebo krycími deskami apod	15 (25)
F2	Silně agresivní prostředí - např. neomítané zdivo komínů, neomítané zdivo nadezdívek apod.	50

Mrazuvzdornost se stanovuje na 5 zkušebních vzorcích. Vzorky pro stanovení mrazuvzdornosti byly vysušeny při 105 °C do ustálené hmotnosti a po ochlazení na pokojovou teplotu umístěny do nádoby s pitnou vodou tak, aby se nedotýkaly a hladina vody byla min. 50 mm nad povrchem vzorku. Voda byla během 1 hodiny uvedena do varu, který byl udržován další 4 hodiny. Poté byly vzorky ponechány ve vodě dalších 24 hodin za účelem ochlazení. Nasáknuté vzorky se po povrchovém otření textilií vložily do zmrazovacího prostoru vychlazeného na $(-20 \pm 3)\text{ °C}$. Takto byly ponechány 16 hodin. Poté následovalo rozmražení min. 2 hodiny v nádobě s vodou (teplota $+20$ až $+30\text{ °C}$ v min. množství 1,5 l na 1 kg vzorku). Vzorky se po každých pěti zmrazovacích cyklech překontrolují a zaznamenají se změny ve vzhledu. Po dokončení stanoveného počtu zmrazovacích cyklů se prvky opět překontrolují a stanoví se pevnost v tlaku dle ČSN EN 772-1+A1. Kritérium mrazuvzdornosti se posoudí dle následující tabulky.

Tab. 9.4.: Podmínky mrazuvzdornosti (ČSN 72 2609).

zdící prvky	pro chráněné konstrukce	pro nechráněné konstrukce
mrazuvzdorné	vzorek po zkoušce mrazuvzdornosti nevykazuje změnu oproti původnímu stavu nebo vykáže pouze změny nepodstatné (odštěpky do hloubky max 5 mm, trhlinky) a průměrná hodnota pevnosti neklesne o více než 15 % oproti deklarované pevnosti	na žádném vzorku se po zkoušce mrazuvzdornosti neprojeví viditelné změny vůči původnímu stavu a průměrná hodnota pevnosti neklesne o více než 15 % oproti deklarované pevnosti
nemrazuvzdorné	nejsou splněny všechny podmínky mrazuvzdornosti (za podstatné změny považujeme praskliny, odlomení roků, rozpůlení, vrstevnatý rozpad a další typy porušení, které ohrožují funkčnost zdících prvků)	

Mrazuvzdornost cihelného střepeu (lícových cihel) závisí na mnoha okolnostech (pórovitost, pevnost, vady apod.), nicméně zásadním negativním rysem lícových cihel, které výrazně snižuje mrazuvzdornost je skrytá vada – textura, která vzniká při vytváření cihel na šnekových lisech rotačním pohybem použité surovinové směsi. K jejímu projevu dochází ve většině případů až v důsledku působení zmrazovacích cyklů, kdy se projeví ve formě soustředných šnekově orientovaných trhlin, podél nichž dochází k postupnému drolení střepeu.



Obr. 9.6.: Detail destrukce vzorku cihly po zmrazovacích cyklech – typický projev tzv. textury.

9.2.3.4 Stanovení pevnosti v tahu za ohybu

Pevnost v tahu za ohybu je kritická hodnota napětí vyvolaná ohybovým momentem při porušení zkušební vzorku (vzorkem se rozumí celý zdící

prvek). Zkušební vzorek je vložen do hydraulického lisu, uložen ve spodní části na dvě kyvné podpěry ve vzdálenosti L . Vzorek se rovnoměrně zatěžuje silou F uprostřed rozpětí až do jeho porušení (tzv. tříbodový ohyb).



Obr. 9.7.: Zkouška pevnosti v tahu za ohybu cihel o rozměrech přibližně 290×140×65 mm, vzdálenost podpěr 240 mm.

Po porušení vzorku se zaznamená hodnota síly F a změří se šířka w_u a výška h_u v místě lomu. Pevnost v tahu za ohybu stanovíme jako:

$$\sigma_{po} = \frac{M}{W} = \frac{3}{2} \times \frac{F \times l}{w_u \times h_u^2}$$

Kde:

F je síla potřebná k porušení vzorku [N],

l je osová vzdálenost podpěr [mm],

w_u je šířka vzorku [mm],

h_u je výška vzorku v místě zlomu [mm],

σ_{po} je pevnost v tahu za ohybu [N/mm²].

Na vzniklých částech vzorku lze následně stanovit pevnost v tlaku za předpokladu, že po porušení vzorky vznikla přibližně kolmá a pravidelná lomová plocha a obě části vzorku nejsou jinak poškozeny.

9.2.3.5 Stanovení pevnosti v tlaku zdíčních prvků (ČSN EN 772-1+A1 a ČSN 72 2605)

Pevnost v tlaku zdíčních prvků v laboratoři se stanovuje zkušebním vzorku (celý zdící prvek, fragmenty ze zkoušky pevnosti v tahu za ohybu nebo na vyřezaných reprezentativních tělesech), který se vloží do hydraulického lisu a postupně zatěžuje až do porušení. Tlačené plochy se zbrúsí tak, aby splňovaly podmínky rovinnosti a rovnoběžnosti, nerovnosti je také možné vyrovnat vrstvou malty. Alternativním způsobem eliminování nerovností tlačných ploch je vložení pružné vrstvy např. z arbutonu. Takto upravený vzorek se vloží dostředně

na tlačnou desku lisu tak, aby zatížení působilo rovnoměrně po celé jeho ploše. Rychlost zatěžování prvku se volí na základě předpokládané pevnosti v tlaku.

Pevnost v tlaku jednotlivých vzorků se stanoví:

$$f_{b,u} = \frac{F_c}{w_u \times l_u}$$

Kde:

$f_{b,u}$ pevnost v tlaku jednotlivých vzorků [N/mm²],

F_c je síla potřebná k porušení vzorku [N],

w_u je šířka vzorku [mm],

l_u je délka vzorku [mm].

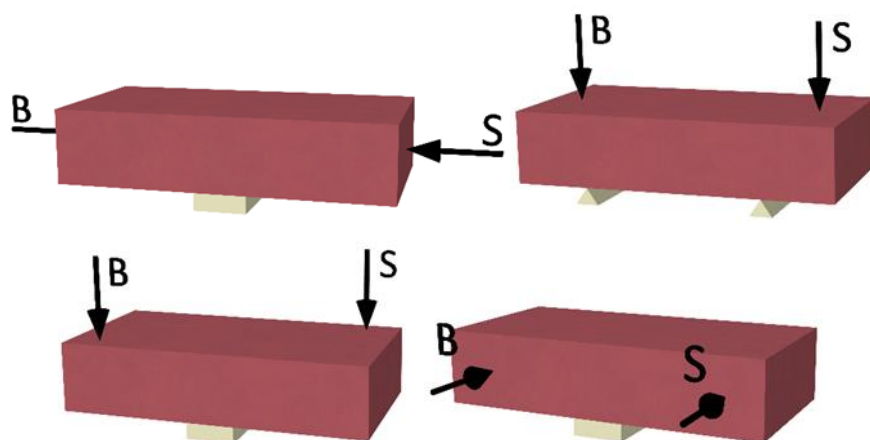
9.2.3.6 Stanovení dynamických modulů pružnosti – rezonanční metoda

Při mechanickém impulsu se každý předmět z tuhého materiálu rozkmitá. Stav, kdy je vlastní kmitočet tělesa totožný s kmitočtem vnější budící síly nazýváme rezonancí. Kmitání se může uskutečnit mnoha způsoby, pro stanovení dynamických materiálových vlastností je potřeba stanovit zpravidla:

- podélné kmitání – f_L ,
- kroutivé kmitání – f_t ,
- příčné kmitání – f_f (rozdílné podle orientace vzorku).

V současnosti se jednotlivé kmitání stanoví nejčastěji pomocí impulsní rezonanční metody. U této metody dochází k rozkmitání tělesa za pomoci impulsního kladívka. Snímač zaznamená celé spektrum frekvencí ve zvoleném rozsahu.

Snímač i budič (úder impulsním kladívkem) je na zdící prvek umístěn v místech kmiten, tedy místech s největší amplitudou. Podepření prvku je realizováno v místě uzlů.



Obr. 9.8.: Způsob podepření zdícího prvku a rozmístění sond (S – snímač, B – budič) pro podélné kmitání (vlevo nahoře), příčné kmitání (vpravo nahoře), kroutivé kmitání (vlevo dole) a druhé příčné kmitání (vpravo dole).

Dle normy ČSN 73 1372 lze stanovit dynamický modul pružnosti v tahu E_{crL} z první vlastní podélné frekvence, E_{crf} z první vlnové příčné frekvence a dynamický modul pružnosti ve smyku G_{cr} z první vlastní kroutivé frekvence jako:

$$E_{crL} = 4 \times L^2 \times f_L^2 \times \rho$$

$$E_{crf} = 0,0789 \times c_1 \times L^4 \times f_f^2 \times \rho \times \frac{1}{i^2}$$

$$G_{cr} = 4 \times k \times L^2 \times f_t^2 \times \rho$$

Kde:

E_{crL} a E_{crf} jsou dynamické moduly pružnosti v tahu [N/mm²],

G_{cr} je dynamický modul pružnosti ve smyku [N/mm²],

L je délka zkoušeného prvku [m],

f_L , f_f a f_t jsou frekvence podélného, příčného a kroutivého kmitání [kHz],

ρ je objemová hmotnost materiálu [kg/m³],

c_1 je korelační součinitel, který zahrnuje vliv smyku a setrvačných momentů při kmitání zkoušeného prvku [-],

i je poloměr setrvačnosti příčného řezu zkušební tělesa k ose kolmé na rovinu kmitání [m],

k je součinitel charakterizující tvar příčného řezu zkušební tělesa a vyjadřující poměr polárního momentu setrvačnosti průřezu k modulu tuhosti v kroucení.

Dále lze dle normy ČSN 73 1372 stanovit Poissonův koeficient ν_{cr} jako:

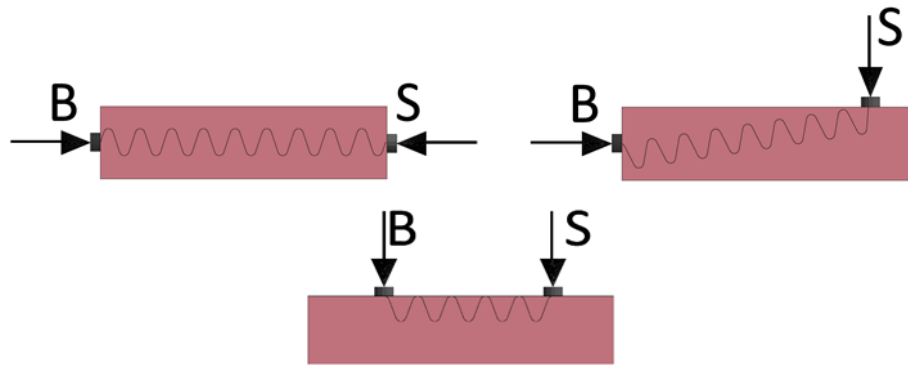
$$\nu_{cr} = \frac{1}{2} \left(\frac{E_{crL}}{G_{cr}} - 2 \right)$$

Kde:

E_{crL} a G_{cr} jsou dynamické moduly pružnosti materiálu, stanoveny z podélného a kroutivého kmitání zkušební tělesa.

9.2.3.7 Stanovení dynamických modulů pružnosti – Ultrazvuková impulsová metoda

Ultrazvuková impulsová metoda (dále jen UZ) se ve stavebnictví používá především k ověření rovnoměrnosti betonu. Pomocí UZ však lze také odhalit nejruznější defekty v konstrukci nebo v prvku a lze také stanovit dynamické moduly pružnosti v tahu. Jedná se o mechanické vlnění částic v prostředí o frekvenci obvykle 20 kHz ÷ 150 kHz. Frekvence lze měnit na základě mnoha faktorů, jako jsou například délka měřicí základny, druh materiálu nebo výkon přístroje. Rozlišujeme tři základní způsoby prozvučování – přímé, polopřímé a nepřímé.



Obr. 9.9.: Rozmístění sond (*S* – snímač, *B* – budič) pro přímé prozvučování (vlevo nahoře), polopřímé prozvučování (vpravo nahoře) a nepřímé (povrchové) prozvučování (dole).

Pro přímé a polopřímé prozvučování lze stanovit dle normy ČSN 73 1371 rychlost šíření impulsů podélných vln podle vztahu:

$$v_L = \frac{L}{T}$$

Kde:

v_L je rychlost impulsu [km/s],

L je délka měřicí základny [mm],

T je čas, který uplyne při průběhu impulsu měřicí základnou [μ s].

Následně lze z rychlosti šíření impulsů podélných vln stanovit dynamické moduly pružnosti v tahu E_{cu} jako:

$$E_{cu} = \rho \times v_L^2 \times \frac{1}{k^2}$$

Kde:

ρ je objemová hmotnost materiálu [kg/m^3],

v_L je impulsová rychlost podélného vlnění [km/s],

k je součinitel rozměrnosti [-].

Pomocí UZ nelze stanovit dynamický Poissonův koeficient ν_{cu} , na kterém je závislý součinitel rozměrnosti k . Pro cihly plně pálené lze uvažovat $\nu_{cu}=0,18$.

Pomocí UZ je také možné **nedestruktivní posouzení existence textury**. Odhalení textury je možno na základě stanovení rychlosti průchodu ultrazvuku v různých částech cihly.

9.2.3.8 Porušení vnitřní struktury cihel (dle ČSN 73 1380)

Norma ČSN 73 1380 se zabývá zkoušením odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování – porušením vnitřní struktury. Dané postupy uvedené v této normě se však dají aplikovat i na jiné materiály tedy i na cihly plně pálené.

Podstata spočívá ve stanovení jednotlivých dynamických modulů pružnosti, a to buď z vlastních frekvencí stanovených pomocí rezonanční metody, anebo z doby průchodu impulsů prvkem zjištěných pomocí ultrazvukové impulsní metody a následném výpočtu relativní změny dynamického modulu pružnosti. Veličina, podle které lze posuzovat míru porušení vnitřní struktury prvku, se nazývá relativní dynamický modul pružnosti (dále RDM).

Stanovení vlastních frekvencí pomocí rezonanční metody je uvedeno v odst. 9.2.3.6. Relativní dynamický modul pružnosti se stanoví pomocí vztahu:

$$RDM(F) = \left(\frac{f_n}{f_0}\right)^2 \times 100$$

Kde:

$RDM(F)$ je relativní dynamický modul pružnosti [%],

f_n je vlastní frekvence zkušebního tělesa měřená po n zmrazovacích cyklech [Hz],

f_0 je počáteční vlastní frekvence zkušebního tělesa [Hz]

Stanovení vlastních frekvencí pomocí ultrazvukové impulsní metody je uvedeno v odst. 9.2.3.7. Relativní dynamický modul pružnosti se stanoví pomocí vztahu:

$$RDM(F) = \left(\frac{t_{s,0}}{t_{s,n}}\right)^2 \times 100$$

Kde:

$RDM(F)$ je relativní dynamický modul pružnosti [%],

$t_{s,0}$ je počáteční doba průchodu UZ impulsů zkušebním tělesem [μ s],

$t_{s,n}$ je doba průchodu UZ impulsů zkušebním tělesem po n zmrazovacích cyklech [μ s].

9.2.3.9 Stanovení obsahu rozpustných solí

Náchylnost k tvorbě výkvětů se v současné době stanovuje víceméně nepřímo jako obsah aktivních rozpustných solí chemickou analýzou vodného výluhu posuzovaného cihelného střepe (podle ČSN EN 772-5 ED.2 – Zkušební metody pro zdící prvky – Část 5: Stanovení obsahu aktivních rozpustných solí v pálených zdících prvcích). Výsledek zkoušky se zatřídí do kategorií S0 – S1 – S2 (Tab. 9.5.).

Pokud je výrobek při určeném použití vystaven účinkům počasí, musí výrobce deklarovat obsah aktivních ve vodě rozpustných solí podle kategorií S0 – S1 – S2. Zkušební postup je popsán v ČSN EN 772-5. Podstatou zkoušky je vodní extrakce podrceného reprezentativního vzorku a stanovení obsahu rozpustných hořčnatých, sodných a draselných iontů ve vodném výluhu (metoda AAS nebo ICP).

Tab. 9.5.: Požadavky na obsah aktivních rozpustných solí podle ČSN EN 772-5.

Kategorie	Mezní hodnoty obsahu solí [% hmotnostní]	
	Na ⁺ +K ⁺	Mg ²⁺
S0	Nepožaduje se	Nepožaduje se
S1	0,17	0,08
S2	0,06	0,03

Pro jednoduché posouzení náchylnosti k tvorbě výkvětů lze pro posuzované líčové cihly postupovat analogicky s ČSN 72 2608, metoda B, kdy lze použít i části cihly (polovina). Zkouška se provádí na 5 vzorcích. Očištěný výrobek se položí svou největší plochou do misky, do té se nalije destilovaná voda tak, aby její hladina přesahovala spodní okraj vzorku o 10 mm. Voda se nechá ve vzorku vzlínat 7 dní za stálého dolévání destilované vody. Potom se vzorky vysuší v sušárně na 105–110 °C po dobu 24 hodin. Poté se vzorky vizuálně posoudí z hlediska výskytu výkvětu (fotodokumentace). Pokud dané použití poskytuje úplnou ochranu proti pronikání vody (prvek je např. chráněn tlustou vrstvou omítky nebo obkladem, popř. se prvek ukládá do vnitřní vrstvy dutinové stěny nebo do zdiva vnitřních stěn), nemusí být deklarován obsah aktivních rozpustných solí (kategorie S0).



Obr. 9.10.: Vzorky cihel po zkoušce na výkvětovost podle ČSN 72 2608, metoda B.

9.2.3.10 Stanovení výskytu cicvárů

Stanovuje se podle normy ČSN 72 2607 Skúšanie tehliarskych výrobkov, stanovenie výskytu cicvárov. Cicváry jsou zrna vápenatých sloučenin, která se vyskytují jako škodlivina v cihlářských zeminách. Mohou nepříznivě ovlivňovat kvalitu a použitelnost cihlářských výrobků. Škodlivé jsou tehdy, když způsobují změnu vzhledu větší, než připouští příslušná norma, nebo sníží průměrnou pevnost či únosnost prvku o 20 %, případně dojde jejich vlivem k nevyhovujícímu průsaku. Zkouška probíhá na 5 celých výrobcích, které by předtím mohly být vystavené vlhkosti. Vzorky se prohlédnou, popíší a vloží na rošt do nádoby tak, aby se vzájemně nedotýkaly. Zhruba za hodinu se voda pod

roštěm přivede do varu a nádoba se přikryje víkem. Voda se udržuje v mírném varu další hodinu. Poté se vzorky nechají další 4 hodiny v uzavřené nádobě. Pak se z nádoby vydělají ven, prohlédnou a popíší. Nakonec se provede vyhodnocení.

Tab. 9.6.: Kategorie obsahu cicváru.

Nejsou viditelné změny	Vzorek cicvár neobsahuje
Viditelné změny jsou nepřijatelné	Vzorek cicvár obsahuje – je škodlivý
Viditelné změny v rámci normy	Zkouší se pevnost nebo únosnost a poté se zhodnotí škodlivost cicvárů

9.3 Autotest

Otázka 9.1.: Jaká je nasákavost NV hutného keramického střepeu?

Otázka 9.2.: Jak dělíme cihlářské výrobky?

Otázka 9.3.: Jaký je základní formát cihly pálené?

Otázka 9.4.: Co je chráněné zdivo?

Otázka 9.5.: Jak se stanoví kvalitativní kategorie z pohledu rozměrů výrobku?

Otázka 9.6.: Kdy se cihly tzv. „prstovaly“?

Otázka 9.7.: Jaké mohou být vlhkostní stavy cihly pro účely zkoušení?

Otázka 9.8.: Definujte pevnost v tahu za ohybu.

Otázka 9.9.: Jakými metodami lze stanovit u cihel dynamické moduly pružnosti?



9.4 Studijní prameny

9.4.1 Seznam použité literatury

[9.1] ČSN 72 2602 - Skúšanie tehliarskych výrobkov. Zisťovanie vzhľadu a rozmerov

[9.2] ČSN EN 771-1 +A1 – Specifikace zdicích prvků – Část 1: Pálené zdicí prvky

[9.3] ČSN EN 772-16– Zkušební metody pro zdicí prvky – Část 16: Stanovení rozměrů

[9.4] ČSN EN 772-13 - Zkušební metody pro zdicí prvky – Část 13: Stanovení objemové hmotnosti materiálu zdicích prvků za sucha a objemové hmotnosti zdicích prvků za sucha (kromě zdicích prvků z přírodního kamene)

[9.5] ČSN EN 772-7 - Zkušební metody pro zdicí prvky – Část 7: Stanovení nasákavosti varem pálených zdicích prvků pro izolační vrstvy proti vlhkosti





- [9.6] ČSN EN 772-21 Zkušební metody pro zdící prvky – Část 21: Stanovení nasákavosti pálených a vápenopískových zdících prvků ve studené vodě“
- [9.7] ČSN EN 772-1 +A1 – Zkušební metody pro zdící prvky – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku a norem návazných
- [9.8] ČSN 72 2605 - Skúšanie tehliarskych výrobkov. Stanovenie mechanických vlastností
- [9.9] ČSN 73 1373 (731373) - Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu
- [9.10] ČSN 73 1372 (731372) - Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu
- [9.11] ČSN 73 1371 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu
- [9.12] ČSN 73 1380 (731380) - Zkoušení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování – Porušení vnitřní struktury
- [9.13] ČSN EN 772-5 - Zkušební metody pro zdící prvky – Část 5: Stanovení obsahu aktivních rozpustných solí v pálených zdících prvcích
- [9.14] ČSN EN 772-5 ED.2 (722635) - Zkušební metody pro zdící prvky – Část 5: Stanovení obsahu aktivních rozpustných solí v pálených zdících prvcích
- [9.15] ČSN 72 2608 (722608) - Skúšanie tehliarskych výrobkov. Stanovenie náchylnosti na tvorbu výkvetov
- [9.16] ČSN 72 2607 (722607) - Skúšanie tehliarskych výrobkov. Stanovenie výskytu cicvárov
- [9.17] ČSN EN 1996-1-1 +A1 (731101) – Navrhování zděných konstrukcí
- [9.18] PUME, D., ČERMÁK, F. a kol.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí, Praha, Arch 1998
- [9.19] Metodika pro zjišťování pevnosti zdících prvků a malty ve stávající konstrukci. 1. technický a zkušební ústav stavební Praha, s.p., 2001.
- [9.20] ČSN 73 0038 (730038) - doplňující ustanovení. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.
- [9.21] ČSN 72 2609: Zkušební metody pro zdící prvky – Specifické vlastnosti pálených zdících prvků, 2017.
- [9.22] DIN 52251-3:1987-04 - Indirect methods of determining the frost resistance of roofing tiles; determination of coefficient of impregnation.
- [9.23] Církle, P., Pospíchal, O.: Nový způsob stanovení mrazuvzdornosti betonu s využitím metod pro sledování poruch struktury. *Beton TKS*, roč. 2011, č. 3, s. 56-61. ISSN: 1213–3116.

10 ZKOUŠENÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ IN SITU

10.1 Úvod do zkoušení cihelného zdiva

10.1.1 Problémy při posuzování starších zděných konstrukcí

Cihelné zdivo je stavební hmotou výrazně kompozitní povahy, což s sebou přináší určitá pozitiva i negativa. Z výše uvedené historie cihelného zdiva vyplývá, že se můžeme setkat se zděnými konstrukcemi různého stáří, které většinou výrazně přesahuje běžně plánovanou dobu životnosti ostatních konstrukcí. Mezi nejvýznamnější problémy zděných konstrukcí podle patří:

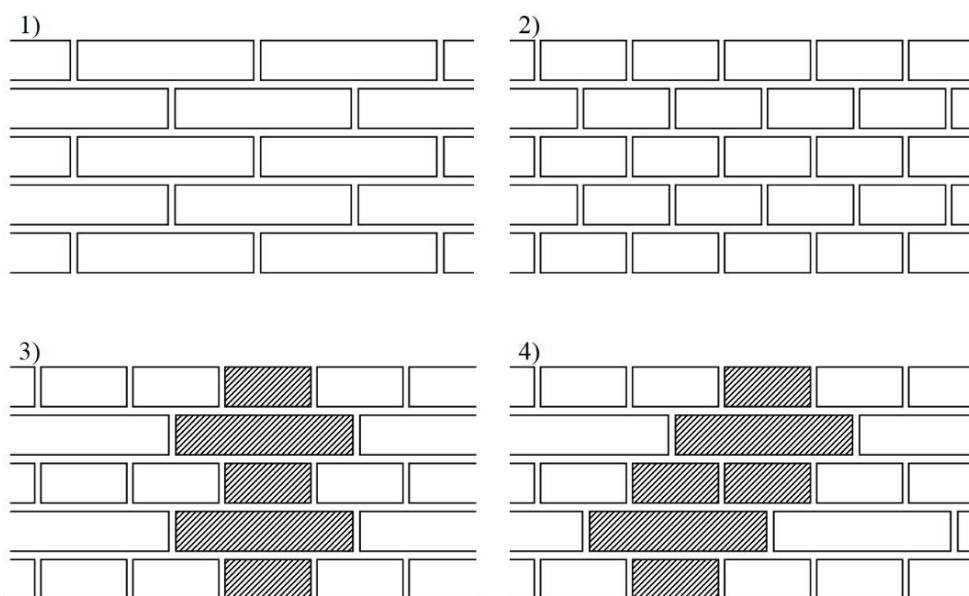


- *Nedostatečná prostorová tuhost zdiva*; zajištění zdiva ve vodorovném směru buď žádné, anebo pouze pomocí železných kovaných táhel.
- *Stavební zásahy v minulosti*; kdy při přestavbách docházelo k zeslabení průřezů či odstraňování částí nosného zdiva;
- *Složení zdiva*; zvláště u masivních konstrukcí může být dokonalá vazba pouze v povrchové vrstvě a uvnitř se skrývá směs kamene prolitá maltou, případně velké dutiny až kaverny;
- *Neprovázanost zdiva*; po odstranění omítky se může stát, že vizuálně kompaktní zdivo se skládá z více navzájem neprovázaných vrstev.
- *Změny v užívání a změny zatížení konstrukce*; Jedná se o přetížení zdiva při nadstavbách a vestavbách, při změně účelu užívání stavby.
- *Trvanlivost zdiva*; jedná se jak o vliv střídavého zmrazování a rozmrazování, tak i o negativní vliv solí kyselin, které rozrušují zdivo krystalizačními tlaky;
- *Vlhkost zdiva*; kromě zhoršení provozně funkčních vlastností konstrukce má vliv rovněž na snížení únosnosti a urychlení degradačních procesů.
- *Poruchy, zejména trhliny*; rozvoj poruch souvisí s většinou předcházejících problémů

10.1.2 Vazba zdiva

Vazba zdiva je způsob kladení cihel ve zdivu mající za cíl, aby příčné i podélné styčné spáry ve dvou sousedních vodorovných řadách cihel nebyly průběžné.

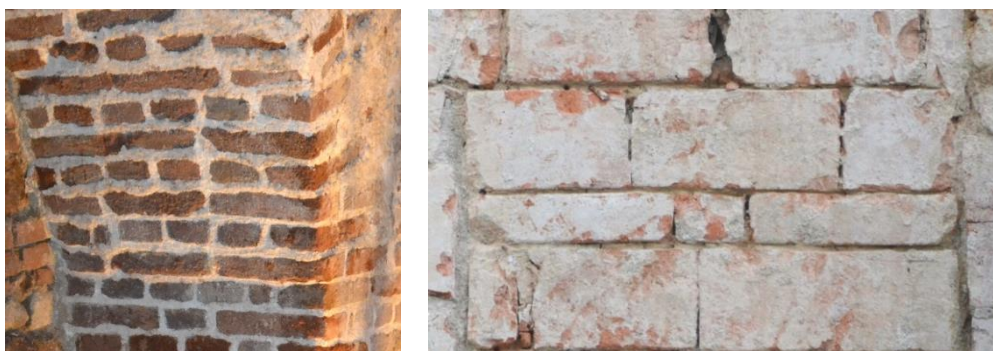
Cihla uložená ve zdivu tak, že její délka je rovnoběžná s lícem stěny, se nazývá běhoun, cihla uložená kolmo k líci se nazývá vazák. Zeď o tloušťce $\frac{1}{2}$ cihly obsahuje pouze běhouny, zeď o tloušťce 1 cihly obsahuje pouze vazáky, ve stěnách o tloušťce $1\frac{1}{2}$ cihly a větší se pravidelně střídají běhouny a vazáky v různém uspořádání, z nichž nejnámější je uvedeno na Obr. 10.1.



Obr. 10.1.: Základní vazby zdiva. 1) běhounová, 2) vazáková, 3) polokřížová, 4) křížová

Pro dosažení řádné vazby zdiva je zapotřebí dodržet tyto zásady:

- Všechny styčné spáry v každé vrstvě musí být překryty cihlou v další vrstvě o $\frac{1}{4}$ až $\frac{1}{2}$ délky cihly (Obr. 10.2);
- Ložné spáry musí být kolmé k tlaku, tedy vodorovné (Obr. 10.2);
- Ve zdivu se má použít co nejvíce celých cihel, s výjimkou míst křížení, zalomení nebo ukončení stěny, kdy se mohou použít tříčtvrtky nebo půlky. Čtvrtky nebo pásky se mají použít pouze výjimečně.



Obr. 10.2.: Nedodržení základních principů dobré vazby. Vlevo průběžná styčná spára, vpravo cihly postavené nastojato, nikoliv kolmo k tlaku.

10.1.3 Možnosti stanovení pevnosti cihelného zdiva

Ke stanovení pevnosti v tlaku cihelného zdiva je možné přistoupit dvěma různými způsoby:

- Zkoušet zdivo jako celek, tedy kompozit složený ze zdicích prvků a malty;
- Vyzkoušet zvlášť zdící prvky a zvlášť maltu, provést výpočet pevnosti a následně zhodnotit kvalitu vazby, míru vyplnění spár maltou, zvýšenou vlhkost a přítomnost poruch (trhlin).

Hodnocení zdiva jako celku v praxi naráží na řadu problémů – nejsme schopni stanovit zatěžovací schéma ani kritéria pro vyhodnocení zkoušek. Používané metody plochých lisů či zkoušení vyřezaných pilířů jsou příliš pracné a neprůkazné. Z toho důvodu se používá spíše postup, kdy zvlášť určíme pevnost v tlaku zdicích prvků f_b a malty f_m , vypočteme charakteristickou pevnost v tlaku zdiva f_k . V dalším kroku provedeme výpočet návrhové pevnosti v tlaku zdiva f_d se zohledněním faktorů, které snižují pevnost zdiva.

10.2 Pevnost v tlaku zdicích prvků

10.2.1 Metody pro stanovení pevnosti v tlaku zdicích prvků

Pevnost v tlaku zdicích prvků je možné stanovit několika způsoby:



- Přímou zkouškami na tělesech odebraných z konstrukce:
 - Zkouškou pevnost v tlaku celých zdicích prvků. Nutné odebrat dostatečný (značný) počet zdicích prvků z různých částí konstrukce – prakticky těžko proveditelné.
 - Zkouškou na reprezentativních částech zdicích prvků. Vhodné např. u plných cihel – tělesa lze vyrobit řezáním z částí cihel získaných odseknutím nebo jádrovým vrtáním.
- Nepřímou, nedestruktivními nebo semidestruktivními zkouškami přímo na zabudovaných prvcích v konstrukci:
 - Tvrdoměrnými zkouškami, např. pomocí tvrdoměru Schmidt LB. Obecné regresní vztahy jsou stanovené na celých zdicích prvcích a je proto nutné je upravit součinitelem vlivu tvaru zdící prvků δ^{NP2} . Obecné regresní vztahy je většinou nutné upřesnit na celých zdicích prvcích nebo reprezentativních částech z vývrtů (stačí menší počet těles),
 - Jinou vhodnou metodou (musí mít vztah k pevnosti zdicích prvků) např. „Kučerovou vrtačkou“ KV3.

Odběr celých zdicích prvků je vždy značně problematický. Proto se využívá zejména nedestruktivní metoda tvrdoměru Schmidt LB s upřesněním na několika celých prvcích nebo na tělesech vyřezaných z jádrových vývrtů.

Kromě upřesnění nedestruktivních zkoušek mají jádrové vývrty značný význam pro ověření skladby masivních zdí v celé jejich tloušťce.

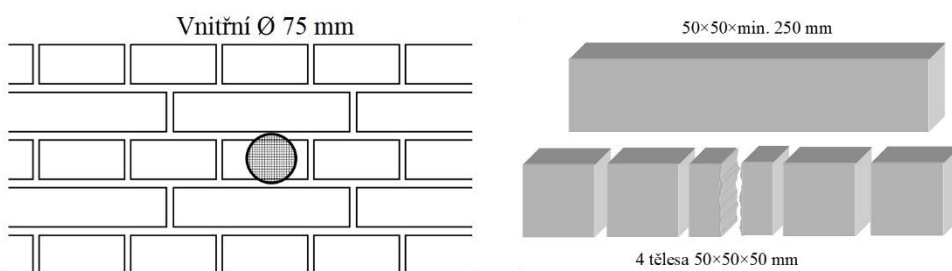
10.2.2 Pevnost v tlaku na vzorcích odebraných z konstrukce

Pevnost v tlaku zdících prvků se určuje podle ČSN EN 772-1+A1 jako průměrná pevnost v tlaku stanoveného počtu vzorků celých zdících prvků. Minimální počet vzorků je šest, ale tento počet je v případě diagnostiky zděných konstrukcí třeba upravit dle velikosti konstrukce.

Norma připouští rovněž zkoušet reprezentativní části zdících prvků, zejména v případě větších prvků. Tato reprezentativní tělesa (např. krychle nebo válce) se mají vyřezat z různých míst prvku (myšleno na okraji, uvnitř). V tom případě se počet zkušebních těles logicky zvyšuje, přičemž výsledkem na jednom zkušebním prvku je průměrná hodnota ze všech dílčích zkušebních těles.

V praxi diagnostických průzkumu zděných konstrukcí se pro odběr vzorků nejčastěji používá jádrové vrtání. V praxi se používají zejména vývrty o průměru 50 mm, z nichž se nařežou válcová tělesa 1:1. Problémem je, že směr jejich zatěžování v lisu není totožný se směrem zatížení v konstrukci (vývrty jsou většinou vodorovné), což u určitých typů cihel může mít značný vliv na dosaženou pevnost v tlaku.

Na základě zkušeností Ústavu stavebního zkušebnictví se osvědčilo provedení jádrového vývrtnu o vnitřním průměru $d \geq 75$ mm do vazáku na celou délku cihly – viz Obr. 10.3.



Obr. 10.3.: Odběr vzorku zdiva o průměru 75 mm jádrovým vrtáním a zkušební tělesa vyrobená z vývrtnu.

Z takového vývrtnu lze vyřezat zkušební tělesa se čtvercovou podstavou a příčným rozměrem $d = 50$ mm nejen pro stanovení pevnosti v tlaku, ale i pro pevnost v tahu za ohybu. Optimálním reprezentativním tělesem je hranol srozměry 50×50×250 mm (případně až 290 mm). Pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu je vzdálenost podpěr 200 mm (4d). Po zlomení tělesa při ohybové zkoušce lze ze zlomků jednoduše získat až 4 krychle s rozměry 50×50×50 mm pro stanovení pevnosti v tlaku. Díky většímu počtu zkušebních krychlí z jednoho vzorku cihly lze získat pevnost z různých částí zdi (vnější líc × střed zdiva), případně v různém vlhkostním stavu (nasyčený, vysušený, s přirozenou vlhkostí). Případně se přímo nařežou tělesa ve tvaru krychle o hraně 50 mm.

Pevností v tlaku zdících prvků, uvažovanou při návrhu, je normalizovaná pevnost v tlaku f_b . Normalizovaná pevnost v tlaku zdících prvků se získá z pevnosti zdících zjištěné ve stavu přirozené vlhkosti (6 ± 2 %), a vynásobí se součinitelem vlivu výšky a šířky zdících prvků δ^{NP2} (Tab. 4.1.)

Tab. 10.1.: Součinitel tvaru δ^{NP2} vyjadřující vliv rozměrů zkušebních těles změřených po úpravě povrchu zdícího prvku

Výška zdícího prvku (mm)	Šířka – nejmenší vodorovný rozměr zdícího prvku (mm)				
	50	100	150	200	≥ 250
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥ 250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Poznámka: Lineární interpolace je povolena.

Poznámka: Přepočet pomocí součinitele δ^{NP2} se použije i v případě stanovení pevnosti v tlaku zdících prvků nedestruktivně tvrdoměrem Schmidt LB, neboť regresní vztahy byly vytvořeny pro celé plné pálené cihly.

10.2.3 Pevnost v tlaku zjištěná nedestruktivně – Schmidt LB

Tvrdoměrné metody zkoušení cihel jsou modifikací metod používaných pro beton, podle ČSN 73 1373 a ČSN 73 2011. Z odrazových tvrdoměrů byl pro účely zkoušení cihelných zdících prvků vyvinut typ Schmidt LB (Obr. 10.4.). Zásadním rozdílem proti tvrdoměru Schmidt L na beton je pouze výrazně menší poloměr kulové plochy razníku – razník je zakulacený.



Obr. 10.4.: Tvrdoměr Schmidt LB pro zkoušení cihelného zdiva. Upřesnění regresního vztahu se následně provádí na celých cihlách zatížených v lisu.

Metodika provádění a vyhodnocování zkoušek pevnosti v tlaku cihel tvrdoměrem Schmidt LB je prakticky shodná s metodikou pro Schmidt L na beton (s výjimkou regresního vztahu, který je pochopitelně odlišný). Na obroušeném povrchu cihly se provede minimálně 7, optimálně však 10 měření odrazu. Každé hodnotě odrazu se přiřadí hodnota pevnosti v tlaku $f_{be,u}$ podle regresního vztahu. Hodnota jednotlivých platných pevností v tlaku se nesmí lišit od aritmetického průměru pevnosti v tlaku na témže zkušebním místě více než o $\pm 20\%$. Hodnoty pevností, které vybočují z těchto mezních odchylek, se vyloučí a ze zbývajících platných hodnot pevností (zůstat musí alespoň 7) se vypočítá nový aritmetický průměr pevnosti v tlaku.

Pro cihly bylo vytvořeno několik různých regresních vztahů na různých pracovištích, ve cvičení bude použit směrný regresní vztah pro staré cihly v širším okolí Brna, vytvořený na SZK FAST VUT:

$$f_{be,u} = 0,956 \times R - 5,444$$

kde: R je hodnota odrazu z tvrdoměru Schmidt LB

Poznámka: Obecný regresní vztah mezi tvrdostí a pevností v tlaku je nutné vždy upřesnit pomocí součinitele upřesnění α . K upřesnění vztahu nám slouží celé zdící prvky vyjmuté z konstrukce nebo reprezentativní části zdících prvků.

Následně je potřeba stanovit zaručenou pevnost:

$$f_{b,u} = f_{be,u} - t_n \times s_x$$

kde: $f_{b,u}$ je výběrový průměr pevnosti v tlaku z n zkušebních míst v N/mm^2 ,
 s_x je výběrová směrodatná odchylka,

t_n je součinitel pro odhad dolní hranice konfidenčního intervalu průměru, stanovený s pravděpodobností $P = 0,9$ (Tab. 10.2).

Tab. 10.2.: Hodnoty součinitele t_n

počet vzorků	t_n	počet vzorků	t_n	počet vzorků	t_n	počet vzorků	t_n
[n]	[-]	[n]	[-]	[n]	[-]	[n]	[-]
5	0,68	9	0,47	20	0,3	50	0,18
6	0,60	10	0,44	25	0,26	100	0,13
7	0,54	12	0,39	30	0,24		
8	0,50	15	0,35	40	0,21		

Regresní vztahy byly vytvořeny pro celé plné pálené cihly, a proto je potřeba tyto pevnosti upravit rovněž součinitelem δ^{NP2} , čímž získáme normalizovanou pevnost f_b :

$$f_b = f_{b,u} \times \delta^{NP2}$$

Kde: δ^{NP2} je součinitel vlivu tvaru zdící prvků (Tab. 4.1).

10.3 Stanovení pevnosti v tlaku malty vrtnou metodou

10.3.1 Princip metody upravené vrtačky KV3

Pevnost malty lze stanovit různými způsoby – nedestruktivními metodami jako jsou tvrdoměrné zkoušky, dále odběrem zkušebních vzorků nebo také chemickým rozbořem. Podle ČSN EN 1015-11 lze také pevnost malty stanovit na zkušebních trácích o rozměrech 160 × 40 × 40 mm. Pevnost malty v tlaku na stávajících konstrukcích se však v praxi určuje zpravidla upravenou vrtačkou mezi odbornou veřejností nazývanou „Kučerova vrtačka“. Původní „Kučerova vrtačka“ byla upravená ruční vrtačka. Následně byla vyvinuta elektrická „Kučerová vrtačka“ s označením PZZ 01, ta se však v praxi příliš neujala. Nejnovějším typem „Kučerovy vrtačky“ je typ KV-3 (Obr.) , tímto typem „Kučerovy vrtačky“ je možné stanovit pevnost v tlaku jak malty, tak i zdících prvků.



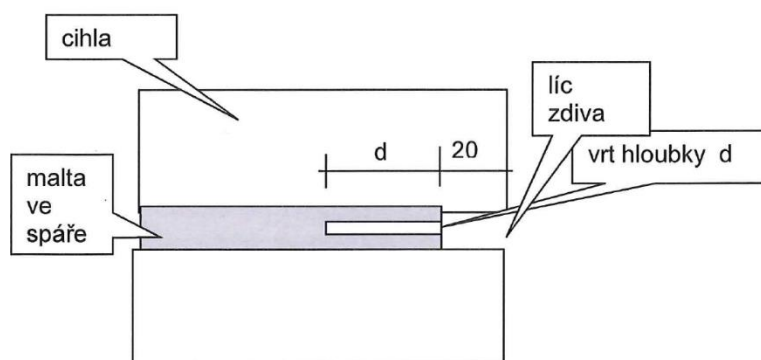
Obr. 10.5.: Upravená zkušební vrtačka KV3.

Metoda upravené vrtačky tzv. Kučerovy vrtačky se zpravidla používá pro stanovené (spíše odhad) pevnosti malty v tlaku. Metoda je založena na vzájemném statisticky významném vztahu mezi pevností malty a jejich odporem proti vnikání vrtáku při příklepovém vrtání touto vrtačkou s danými parametry. Proti běžné akumulátorové vrtačce je zde navíc počítadlo otáček a kalibrovaná pružina zajišťující předepsaný přítlak. Přístroj KV3 je vybaven třemi režimy podle zkoušeného materiálu (zdící prvky, anebo malta). Mírou odporu malty je pak hloubka vrtu vrtákem do zdiva.

10.3.2 Zkušební postup

Zkušební místo volené na tlačených prvcích (sevření spáry) se upraví takto:

- Pokud je zdivo omítnuto, odstraní se omítka na ploše cca 200 x 150 mm tak, že ložné spáry jsou přibližně v podélné ose upravené plochy. Při zkoušce malty se malta v jedné ložné spáře vyseká, resp. vyškrábe vhodným nástrojem přibližně 20 mm za líc zdiva z důvodu odstranění omítky a zkarbonatované vrstvy – viz Obr. 10.6.



Obr. 10.6.: Úprava spáry zdiva a provedení vrtu vrtačkou KV3.

- Při zkoušce malty se v upravené ložné spáře provedou tři vrtů ve vzájemných vzdálenostech cca 40 mm a minimálně 50 mm od případné hrany zdiva) – viz Obr. 10.7.



Obr. 10.7.: Provádění zkušebních vrtů přístrojem KV3.

- Při použití obecných regresních vztahů se vrty provedou při nastavení režimu vrtačky na stupeň 1.
- Hloubka vrtu se změří hloubkoměrem. Jako platné měření se uvažuje hloubka vrtu d , která se neliší od průměrné hloubky d_m ze všech tří vrtů o více než 30 %.
- Pokud kritériu nevyhovují dva z vrtů, zkušební místo se neuvažuje. Pokud kritériu nevyhovuje jeden vrt, vyloučí se tento vrt z měření a nahradí se novým vrtem. V případě, že ani při nahrazení jednoho vývrtu není splněno kritérium, zkušební místo se neuvažuje.

10.3.3 Vyhodnocení zkoušky

Ze tří platných měření na jednom zkušebním místě se vypočte aritmetický průměr hloubky vrtů d_m se zaokrouhlením na 1 mm.

Informativní hodnota pevnosti malty $f_{m,e}$ se stanoví v závislosti na zjištěné průměrné hloubce vrtu d_m ze směrného regresního vztahu, který je pro vrtačku KV3 uveden v Tab. 10.3.

Tab. 10.3.: Regresní vztah pro stanovení pevnosti v tlaku malty – vrtačka KV3.

hloubka vrtu d	pevnost v tlaku $f_{m,e}$	hloubka vrtu d	pevnost v tlaku $f_{m,e}$	hloubka vrtu d	pevnost v tlaku $f_{m,e}$	hloubka vrtu d	pevnost v tlaku $f_{m,e}$
[mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[mm]	[MPa]
4	42,1	24	3,5	34	2,2	48	1,3
5	30,9	25	3,3	35	2,1	50	1,3
6	24,0	26	3,1	36	2,0	52	1,2
		27	3,0	37	1,9	54	1,1
18	5,2	28	2,8	38	1,8	56	1,1
19	4,9	29	2,7	39	1,8	58	1,0
20	4,5	30	2,6	40	1,7		
21	4,2	31	2,5	42	1,6	65	0,9
22	4,0	32	2,3	44	1,5		
23	3,7	33	2,3	46	1,4	70	0,8

Pevnost získaná zkouškou jednoho zkušebního místa se považuje za ekvivalentní hodnotě pevnosti malty získané zkoušením jednoho zkušebního tělesa.

Následně je opět třeba stanovit zaručenou pevnost f_m obdobně jako u zdících prvků.

Z výsledků všech zkoušek na konstrukci se určí výběrový průměr pevnosti malty $f_{m,m}$. Průměrná pevnost v tlaku malty f_m v N/mm^2 se určí jako dolní hranice konfidenčního intervalu pro výběrový průměr ze vztahu:

$$f_m = f_{m,m} - t_n \cdot s_r$$

kde $f_{m,m}$ je výběrový průměr pevnosti v tlaku malty, v N/mm^2 ;

t_n je součinitel pro odhad dolní hranice konfidenčního intervalu průměru, stanovený s pravděpodobností $P = 0,9$ – viz Tab. 10.2.

s_r je výběrová směrodatná odchylka.

10.4 Stanovení pevnosti zdiva v tlaku

10.4.1 Stanovení charakteristické pevnosti v tlaku zdiva



Charakteristická pevnost zdiva v tlaku f_k se dle ČSN 73 0038 určí z pevností zdicích prvků a malty podle vztahu:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta$$

Kde:

f_k je charakteristická pevnost zdiva v tlaku v N/mm^2 pro zdivo s vyplněnými ložnými spárami;

K je konstanta závislá na druhu zdiva a skupině zdicích prvků; Pro nejčastější uspořádání zdicích prvků z plných cihel klasického formátu průměrné pevnosti a obyčejné malty a při střídání běhounů a vazáků ve vazbě zdiva se uvažuje konstanta $K = 0,44$;

f_b je normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdicích prvků v N/mm^2 ;

f_m je průměrná pevnost malty v tlaku v N/mm^2 ; Pokud je pevnost malty velmi nízká, neměla by se uvažovat nižší než $0,1 \text{ N/mm}^2$;

α je exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, $\alpha = 0,7$ pro nevyztužené zdivo s obyčejnou nebo lehkou maltou;

β je exponent závislý na druhu malty, $\beta = 0,3$ pro obyčejnou maltu.

10.4.2 Stanovení návrhové pevnosti zdiva v tlaku

Charakteristická pevnost zdiva byla vypočtena podle vlastností zdicích prvků a vlastností použité malty. Při hodnocení zdiva je však zapotřebí zohlednit další vlastnosti mající vliv na únosnost celé konstrukce. Mezi tyto vlastnosti patří zejména:

- Pravidelnost vazby zdiva;
- Vyplnění spár maltou;
- Zvýšená vlhkost zdiva;
- Svislé a šikmé trhliny ve zdivu;

Návrhová pevnost zdiva v tlaku f_d se podle ČSN 730038 vypočítá jako podíl charakteristické pevnosti v tlaku f_k a dílčího součinitele zdiva γ_m , který se určí ze vztahu:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \times \gamma_{m4}$$

Kde:

γ_{m1} je základní hodnota dílčího součinitele spolehlivosti, která se pro zdivo z plných cihel uložených na obyčejnou maltu rovná 2,0,

γ_{m2} je součinitel zahrnující vliv pravidelnosti vazby zdiva a vyplnění spár maltou: $0,85 < \gamma_{m2} < 1,2$,

γ_{m3} je součinitel zahrnující vliv zvýšené vlhkosti. Pro vlhkost zdiva v intervalu od 4 % do 20 % se součinitel určí lineární interpolací mezi hodnotami $1,0 < \gamma_{m3} < 1,25$,

γ_{m4} je součinitel zahrnující vliv svislých a šikmých trhlin ve zdivu v intervalu $1,0 < \gamma_{m4} < 1,4$. Dolní mez platí pro neporušené zdivo bez trhlin.

10.4.3 Zohlednění zeslabení průřezů

Kromě stanovení výpočtových charakteristik, které v sobě zahrnují kvalitu zdících prvků a malty, kvalitu jejich vzájemné vazby, vlhkost a celistvost zdiva, je zapotřebí ještě zjistit, zda není průřez zeslaben jiným způsobem – např. degradací zdiva či zeslabením průřezu neodborným zásahem v minulosti.

10.5 Monitoring zděných konstrukcí

10.5.1 Činnosti při průzkumu poruch zděných konstrukcí

Stavebně technický průzkum zděných stěn, sloupů, pilířů a příček zahrnuje kromě dříve popsaného stanovení materiálových vlastností rovněž tyto činnosti:



- Průzkum vzniku a rozvoje trhlin ve zděných stěnách, sloupech a příčkách; šetří se šířka, délka a hloubka trhlin, jejich průběh (poloha) vzhledem k jednotlivým cihlám, ložným a styčným spárám, jejich poloha vzhledem k přilehlým konstrukcím z jiných materiálů, zvláště blízko působišť osamělých břemen;
- Průzkum vad zdiva (průzkum nesprávné vazby zdiva, skrytých dutin, neodborných sanací) především v nosných prvcích, v okolí komínových těles apod.;
- Průzkum poruch zdiva způsobených takovými účinky, jako jsou dřívější neodborné stavební únavy, objemové změny zdiva, trvalé působení zvýšené vlhkosti zdiva a působení agresivního chemického prostředí;
- U nenosných zděných prvků (zejména příček) průzkum poruch zdiva (trhlin, drcení) na jejich povrchu a v místech jejich styků s přilehlými (nosnými nebo nenosnými) zděnými, betonovými a dřevěnými konstrukcemi.

10.5.2 Příčiny vzniku trhlin

Při procesu porušování vznikají ve zdivu lokální poruchy, zejména trhliny, ale i místní drcení cihel nebo malty. Vzhled trhlin, jejich tvar, rozměry, vzájemná poloha a průběh vedou ke zjištění příčin jejich vzniku. Spolupůsobení většího počtu příčin obvykle znesnadňuje správnost posouzení. Poloha a směr trhlin závisí na pevnosti jednotlivých složek zdiva, jeho vlhkosti, na stavu napětí ve zdivu, na skladbě (vazbě) zdiva, na míře vyplnění spár maltou a na způsobu děrování kusových staviv.

Vlivem mnohotvárnosti kusových staviv je obecný popis vzniku trhlin ve zdivu dosti obtížný. Při rovinném stavu napětí trhliny vznikají buď v cihlách, anebo v kontaktní ploše cihel s maltou ve spárách. Tahové trhliny vznikají ve směru tlakových trajektorií, tj. ve směru kolmo na hlavní tah, smykové trhliny v místech, kde smykové napětí při určité složce normálového napětí dosáhne mezní hodnoty, porušení tlakem obvykle v místech koncentrace extrémních normálových napětí v tlaku.

Při průzkumu trhlin ve zděných prvcích budov se nejprve provádí prohlídka všech vnitřních prostor v budově po jednotlivých podlažích, při které se zkoumají vnitřní sloupy, mezidveřní pilíře, vnitřní stěny, schodišťové stěny, vnější průčelní podélné stěny, štítové stěny a příčky. Potom se vyšetří a zakreslí trhliny zjištěné na vnějším povrchu vnějších stěn objektu. Pro přesné vyšetření trhlin a stanovení příčiny jejich vzniku je třeba podrobnou prohlídkou stavby zjistit:

- Současný stav trhlin (na čistém zdivu, zbaveném omítek, nátěrů apod.);
- Vzájemné posunutí okrajů trhlin;
- Původ trhlin podle charakteristických znaků (směr, vzájemná poloha, stav jejich okrajů, drcení materiálu);
- Polohu trhlin, jejich průběh, délky, šířky a hloubky;
- Jakou soustavu tvoří trhliny po celé výšce budovy;
- Zda je budova průběžnými trhlínami rozdělena na dvě nebo více částí;
- Zda jsou trhliny stabilizované či nikoliv, tzn. jejich časovou proměnlivost (rozevírání, zavírání);
- Zhodnotit možný vliv vody v jakémkoliv skupenství na podzákladí.

10.5.3 Přístroje pro měření přetvoření a trhlin

Měření posunů v trhlínách stavebních konstrukcí je téměř vždy měřením relativním. Pro měření posunů (průhyb, sedání, vodorovný posun) se používá celá řada měřicích přístrojů, sestávajících ze snímačů, měřidel a konstrukce pro jejich upevnění. Tenzometry používané pro měření trhlin jsou založeny:

- Na mechanickém principu;
- Na optickém a mechanicko-optickém principu;
- Na elektrickém principu.

Tenzometry mechanické a tenzometry strunové jsou vhodné pro dlouhodobá měření, zatímco tenzometry odporové pro krátkodobá měření. Při použití odporových tenzometrů pro dlouhodobá měření musí být systém měření i vlastní tenzometry upraveny.

Pro měření a kontrolu trhlin na stavbě se používají:

- Lupa se stupnicí pro určení šířky a stavu okrajů trhlin;
- Bodový reflektor nebo endoskop pro zjištění průběhu trhliny v hloubce zdi;
- Měřicí mikroskop s nitkovým křížem;
- Kontrolní sádrové destičky (mají význam jen ve správném provedení);
- Mechanický sázečí tenzometr pro měření vzdálenosti terčů – Obr. 10.8;
- Strunové tenzometry určené pro sledování posunu v trhlině;

Pro zjištění pohybu konstrukcí nebo jejich částí se mohou použít tyto metody geodetické metody, optická vlákna, měřická pásma a soupravy s invarovým drátem.



Obr. 10.8.: Hollanův mechanický příložený dilatometr pro měření posunů v trhlinách. Vpravo – schéma mosazného terče se závrtu, který zůstává osazen na konstrukci, měří se změna vzdálenosti dvojice či soustavy těchto terčů.

10.5.4 Účel měření posunů v trhlinách

Účelem měření trhlin je určení jejich šířky, změn této šířky v čase a velikosti vzájemných posunů části konstrukce po obou stranách trhliny v čase. Měřit posuny objektů je zapotřebí vždy, očekává-li se vliv stavební činnosti na stav, funkci a bezpečnost stavby. Pokud se to týká i okolních stavebních objektů, měly by se měřit posuny i těchto objektů. Dále se měří tehdy, objeví-li se poruchy užívaného stavebního objektu nebo lze-li očekávat jeho posuny vlivem přetížení nebo odlehčení základové půdy v okolí, změnou hladiny podzemní vody, poddolováním, apod.

10.5.5 Projekt měření posunů v trhlinách

Pro každý stavební objekt (nebo skupinu objektů), jehož posuny se mají měřit, má být vypracován projekt měření posunů, ve kterém se uvedou zejména:

- Účel a druh měření (etapová, periodická, kontinuální);
- Údaje o geologických, geotechnických a hydrogeologických poměrech a vlastnostech základové půdy (provedení průzkumů nebo převzetí údajů);
- Stručné údaje o způsobu založení, funkci a zatěžovacím postupu stavební konstrukce;
- Hodnoty očekávaných posunů vypočítané v projektové dokumentaci (poklesy základové půdy, průhyby vodorovných nosných konstrukcí, apod.);
- Požadovaná přesnost měření s ohledem na očekávanou velikost posunů;
- Metody měření s rozbohem nejistot měření;
- Způsob označení a zajištění bodů měřickými značkami, druh a rozmístění pozorovaných a vztažných bodů (situace, řezy), způsob osazení (stabilizace) měřických značek a jejich ochrany proti poškození nebo zničení;
- Časový plán měření u etapových a periodických měření nebo intervaly záznamu u kontinuálních měření, popř. zásady pro změnu časového plánu v závislosti na průběhu posunů a podmínky ukončení měření;
- Způsob matematického a grafického zpracování a vyjádření výsledků měření a jejich interpretace z hlediska prokazatelnosti posunů, z hlediska zakládání staveb, apod.

10.5.6 Časový průběh měření posunů v trhlinách

Časový průběh měření se řídí druhem základové půdy, rychlostí postupného zatěžování základové půdy a namáhání konstrukce, průběhem posunů a přetvořením v předcházejících etapách, vnějšími vlivy na staveništi a v jeho okolí, rychlostí změn teploty, změnou dynamického zatížení při provozu strojů, dopravy, seismicity apod. Četnost měření by měla odpovídat velikosti předpokládaných posunů a přesnosti měření. Minimální doba sledování u staveb má být 1 rok (lépe však s přesahem dalších 3 měsíců). Po této době lze statisticky vyhodnotit vliv měnících se klimatických podmínek, např. teploty ovzduší a teploty konstrukce. Pro stanovení prognózy vývoje posunů v trhlině je zapotřebí doba měření 3 roky.

Stanovení časového intervalu mezi etapami měření vychází z ovlivnění trhliny měnící se teplotou v průběhu jednoho roku. Protože značná část trhlin ve zděných konstrukcích má „pulsující“ charakter (šířka se mění s teplotou), je nutné, aby měření zachytilo zejména extrémní hodnoty posunů pro stanovení amplitudy vratných posunů vlivem teploty. Minimální četnost měření by měla být 9 etap za rok. V případě, že dojde k zásahu do konstrukce, který má okamžitý vliv na chování trhliny (např. vnesení předpínací síly), zkrátí se interval měření, případně se přejde na měření kontinuální.

Výpočty hodnot posunů a přetvoření pozorovaných bodů musí následovat ihned po měření. Jestliže se při výpočtech zjistí neočekávané hodnoty posunů, musí následovat opatření k zajištění bezpečnosti či provozu stavby. Spolu s měřením posunů je vždy nutné měřit teplotu konstrukce na každém měřicím místě zvlášť a sledovat údaje o denních teplotách ovzduší v dané oblasti.

10.5.7 Vyhodnocení měření posunů v trhlinách

Pro vyhodnocení výsledků měření je důležité přesně specifikovat polohu trhliny, odtržených částí zdiva a polohopis měřicích základů. Naměřené hodnoty posunů je třeba analyzovat z hlediska míry ovlivnění teplotou a jinými vlivy (tzv. denní periodicitu, roční periodicitu, závislost na prováděných pracích či průběhu zatěžování apod.). Výsledkem měření je jednak velikost trvalého posunu v trhlině za sledované období (zpravidla 1 roku), a jednak velikost vratného posunu způsobeného ostatními vlivy, zejména teplotou. Výstupem měření musí být zhodnocení statické závažnosti sledovaných poruch.

10.6 Autotest

Správné odpovědi jsou uvedeny v „Klíči“ na konci opory.



Otázka 10.1.: Co je to vazba zdiva a jaké základní druhy vazeb znáte?

Otázka 10.2.: Jaký je princip vrtné metody pro stanovení pevnosti v tlaku malty ve spárách zdiva?

Otázka 10.3.: Jaké vlastnosti zděné konstrukce ovlivní návrhovou pevnost v tlaku zdiva?

Otázka 10.4.: Jaká je minimální doporučená doba pro dlouhodobé sledování trhlin ve zdivu a proč?

10.7 Shrnutí

Při diagnostice zděných konstrukcí se můžeme setkat se zdicími prvky a maltou různého stáří a kvality. Pro zjištění pevnosti v tlaku zdicích prvků používáme jednak nedestruktivní metody, jednak zkoušky na tělesech odebraných z konstrukce. Zjištěná pevnost se přepočítává na normalizovanou pevnost. Zjišťování pevnosti malty ve spárách je složitější, neboť vzorky většinou nelze odebrat, a proto se nejčastěji používá vrtná metoda s upravenou vrtačkou KV3.



Charakteristická pevnost v tlaku zdiva se počítá na základě pevnosti malty a zdicích prvků. Při stanovení návrhové pevnosti v tlaku zdiva v konstrukci je nutné zohlednit ještě pravidelnost vazby a vyplnění spár maltou, zvýšenou vlhkost zdiva a výskyt trhlin. Závěr kapitoly je věnován právě dlouhodobému sledování posunů v trhlinách zděných konstrukcí.

10.8 Studijní prameny

10.8.1 Seznam použité literatury



- [10.1] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P. NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2010. s. 133. ISBN: 978-80-214-4198- 9.
- [10.2] CIKRLE, P. Diagnostika poruch staveb – dlouhodobé sledování trhlin ve zdivu a měření posunů. Disertační práce, VUT v Brně FAST, 2002.
- [10.3] PUME, D., ČERMÁK, F. a kol.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí, Praha, Arch 1998
- [10.4] ČSN EN 772-1+A1 Zkušební metody pro zdící prvky. Praha: ÚNMZ, 2016.
- [10.5] ČSN 73 1373 Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. Praha: ÚNMZ, 2011.
- [10.6] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Praha: ÚNMZ, 2012.
- [10.7] KV-3 Přístroj pro zjišťování pevnosti zdících prvků a malty (Kučerova vrtačka): Návod k použití. In: Praha: TZÚS Praha. s.p., 2020, číslo 1.
- [10.8] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [10.9] ČSN 730038 Hodnocení a ověřování konstrukcí – doplňující ustanovení. Praha: ÚNMZ, 2019.
- [10.10] ČSN 73 0405 Měření posunů stavebních objektů.

11 DŘEVO – ZKOUŠENÍ V LABORATOŘI A IN SITU

11.1 Úvod

Dřevo je společně s kamenem nejstarším stavebním materiálem. Stavitelství a tudíž i první dřevěné konstrukce vznikly v době neolitu (8000–5000 př. n. l.).



V současnosti u nás zaznamenáváme snahu o zvýšení podílu dřevostaveb. Od roku 2000, kdy Český statistický úřad sleduje výstavbu dřevostaveb, se jejich podíl více než zdvacetinásobil. Za rok 2021 se u nás postavilo bezmála tři tisíce dřevostaveb, jejich podíl na trhu tak činí 14,7 %.

Z tohoto vývoje jednoznačně vyplývá potřeba znalostí o dřevě a jeho zkoušení.

Dřevo je přírodní organický buněčný materiál. Je kompozitem vytvořeným z chemického komplexu celulózy, hemicelulózy, ligninu a extraktivních látek.



Dřevo je vysoce anizotropní zejména vzhledem k podlouhlému tvaru buněk dřeva a orientované stavbě stěn buněk – **dřevo je vláknité.**

Základní výhody dřeva

- velmi dobrá pevnost,
- malá objemová hmotnost,
- snadná opracovatelnost,
- dobré izolační vlastnosti (malá tepelná vodivost),
- ekologické hledisko – přirozeně obnovitelná surovina,
- estetické a pocitové hledisko (barva, vzhled, vůně).

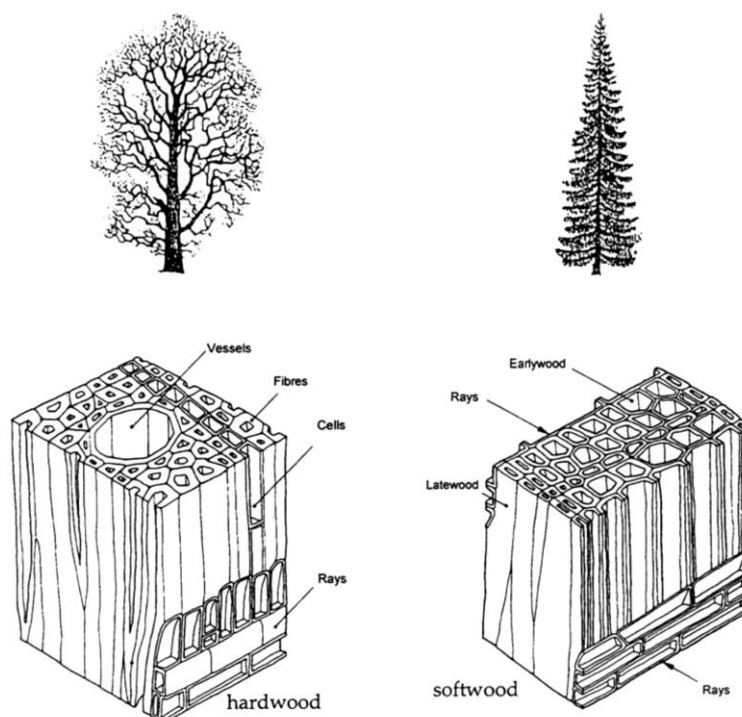
Základní nevýhody dřeva

- podléhá biologickým škůdcům a atmosférickým vlivům,
- je hořlavé,
- mění svůj tvar s vlhkostí,
- mění svoje fyzikální i mechanické vlastnosti s vlhkostí,
- má značné nároky na údržbu a ošetřování.

Chemické složení se u jednotlivých druhů dřevin liší jen málo. Procentuálně lze složení dřeva vyjádřit takto: uhlík 49,5 %, kyslík 44,2 %, vodík 6,1 %, dusík 0,2 %.

Buňky dřeva jsou dlouhé a štíhlé a jsou uspořádány ve směru podélné osy kmene stromu. Jsou to tato vlákna, která vytváří strukturu dřeva, nikoliv letokruhy. Vlákna jsou tedy původem anizotropních vlastností dřeva, které má vyšší tuhost a pevnost rovnoběžně s vlákny než napříč vláken. Strukturu dřeva můžeme přirovnat ke svazku brček slámy (představujících vlákna dřeva), která jsou spojena dohromady pomocí slabého lepidla.

Anizotropie dále vyplývá z rozdílných velikostí buněk v průběhu růstového období (jarní a letní část letokruhů) a částečně z převládajícího směru určitých typů buněk (např. dřevových paprsků).



Obr. 11.1.: Buněčná struktura dřeva – zvětšená 250krát (hardwood-tvrdá dřevina, softwood-měkká dřevina, fibres-vlákna, vessels-pryskyřičné kanálky, cells-buňky, rays-dřeňové paprsky, earlywood-jarní dřevo, latewood-letní dřevo) [11.1].

11.1.1 Stavba kmene

Zdrojem dřeva jsou převážně **dřeviny** rostoucí na lesní půdě. Zhruba 25 % zemského povrchu tvoří lesy. V České republice je podíl lesní půdy necelých 34 % celkové rozlohy (2018). Dřeviny rostou ve formě stromů (mají kmen, který se ve vrcholu rozvětňuje), keřů a polokeřů (rozvětvuji se již od země, pro dřevozpracující průmysl nemají význam). Vegetativní orgány stromu jsou koruna, kmen a kořeny. Rozřezáním kmene stromu vzniká konstrukční dřevo. S ohledem na pochopení chování a možností dřeva, je nutné se seznámit se **základní stavbou kmene stromu**.

Kůra (borka + lýko) – vnější povrchové vrstvy chrání kmen stromu proti požáru, teplotě, poškození. Podle vzhledu povrchu jsou kůry hladké, brázdité, šupinovité a bradavičnaté. V závislosti na druhu a stáří stromu představuje kůra 6–25 % stromu.

Kambium – růstová část, ve které vznikají nové buňky dřeva (buněčné pletivo). Nachází se mezi vnitřní kůrou a dřevem, nové buňky dřeva rostou směrem dovnitř kmene stromu a nová kůra roste směrem k vnějšímu okraji kambia. Okem je kambium neviditelné (tloušťka 30–60 μm).

Dřevo – hlavní část kmene, nachází se mezi dřením a kůrou, spolu se dřením tvoří 70 až 93 % objemu stromu. Můžeme u něj rozlišit barevné zóny – běl a jádro.

Běl – je vnější část dřeva, nové buňky, které vytváří svislé kanálky pro transport vody a živin od kořenů do větví. Stěny buněk stále vnitřně rostou a obsahují zásobní látky pro svůj růst. U jednotlivých druhů dřevin se rozsah běle může lišit – pouze několik letokruhů, ale i celý průřez.

Jádro – vnitřní část dřeva, buňky jádrového dřeva již nerostou a vytváří schránky pro odpadní produkty (extraktivní látky). Je starším, a obvykle tvrdším dřevem, přesto ale nemusí mít vyšší pevnost.

Dřeň – malá porézní vrstva v samém středu kmene stromu paprskovitého nebo více méně kruhového tvaru.



Obr. 11.2.: Průřez kmene stromu.

11.1.2 Struktura dřeva

Dřevo je organický, nehomogenní, anizotropní a hygroskopický materiál. Abychom mohli dřevo lépe chránit před poškozením je třeba vyjít ze znalostí o stavbě dřeva. Dřevo má válcově-kuželovitou stavbu, která se zkoumá ve třech základních řezech a směrech. Rozeznáváme příčný, radiální a tangenciální řez. Na těchto řezech se popisuje struktura dřeva.

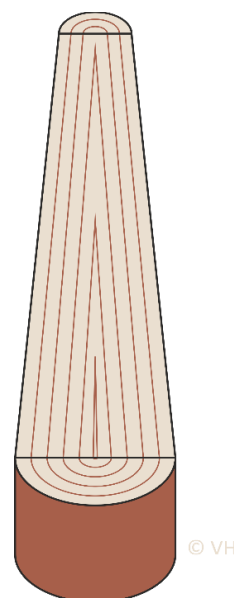
Stavbu dřeva rozlišujeme dle měřítká zkoumání na:

- makroskopickou – vše, co lze pozorovat pouhým okem,
- mikroskopickou – úroveň buněk (nutný mikroskop),
- submikroskopickou – odlišnosti v konkrétní stavbě buněčné stěny.

Makroskopická stavba neboli struktura dřeva je tvořena souborem znaků, které vytvářejí na povrchu dřeva charakteristickou kresbu, viditelnou makroskopicky.

Mezi **makroskopické znaky dřeva** patří:

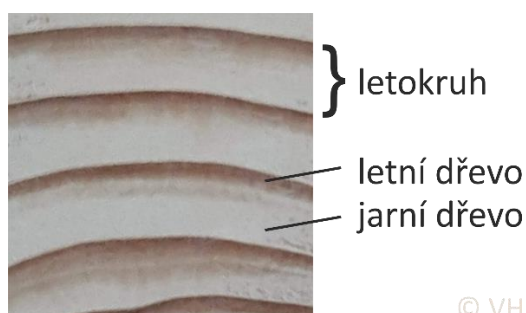
- letokruhy,
- dřeňové paprsky,
- dřeňové skvrny,
- cévy,
- pryskyřičné kanálky,
- suky,
- povrchové a vzhledové vlastnosti.



Obr. 11.3.: Válcově kuželovitá stavba dřeva.

Letokruhy lze přirovnat k soustavě kuželovitých pláštíků postupně na sebe nasedajících. Je to přírůstková vrstva dřeva odpovídající růstovému období jednoho roku. Letokruhy jsou výsledkem přerušení tloušťkového růstu stromu v důsledku vegetačního klidu. U některých dřev rozlišit světlejší část letokruhu (jarní časné dřevo) a tmavší část (letní pozdní dřevo). Šířka letokruhu má vliv na fyzikálně mechanické vlastnosti dřeva. Stavba a šířka letokruhu je typická pro jednotlivé druhy dřevin a je ovlivněna polohou ve kmeni a podmínkami stanoviště.

Metoda datování dřeva založená na měření šířek letokruhů se nazývá **dendrochronologie**. Umožňuje datovat dřeva z archeologických výzkumů, dřevěné prvky historických staveb především krovky, stejně jako nábytek, dřevěné sochy nebo staré obrazy. Dendrochronologicky lze zjistit přesný rok, ve kterém se jednotlivé letokruhy na vzorku vytvořily.



Obr. 11.4.: Jarní a letní dřevo letokruhu.

Dřeňové paprsky jsou různě mohutná seskupení parenchymatických buněk, která jsou orientována kolmo na osu kmene. Na příčném řezu jsou vidět jako tenké lesklé čárky probíhající od dřeně nebo letokruhů k lýku, na radiálním řezu se jeví jako lesklé pruhy kolmé k letokruhům (dub, buk, jilm).

Cévy (tracheje) jsou vodivé elementy dřeva listnáčů. Jedná se o různě dlouhé kapiláry orientované ve směru osy kmene.

Pryskyřičné kanálky jsou tvořeny buňkami, které tvoří a vylučují pryskyřici. Jsou charakteristické pro jehličnaté dřeviny. U našich listnatých dřev se nevyskytují. Dle orientace v kmeni rozlišujeme vertikální a horizontální pryskyřičné kanálky.

Dřeňové skvrny jsou pásy tzv. hojivého parenchymu, které vznikly v důsledku poškození kambia. Typický je výskyt u dřev listnatých dřevin.

Suky jsou základy živých nebo pozůstatky odumřelých větví. Boční větev je spojena s dřevní hlavního kmene. Když strom roste objem kmene se zvětšuje. Další letokruhy obalují kmen i větve a vzniká kuželovitá oblast dřeva větve – suk. Tyto suky nazýváme srostlými suk, protože jsou pevně srostlé s okolním dřevem. Větve na některých místech stromu však odumírají, nebo se odlomí. Další letokruhy potom obklopují pouze mrtvý pahýl větve a toto mrtvá část větve se nazývá nesrostlý suk. Není pevně zarostlý, vypadává a často obsahuje i kůru. Se zřetelem k mechanickým vlastnostem jsou suky nejvýznamnější vadou dřeva. Slouží jako pomocný diagnostický znak pro určování dřeva jehličnanů.

Mezi **povrchové a vzhledové vlastnosti dřeva** patří barva dřeva, lesk dřeva a jeho textura. Barevná odlišnost existuje mezi jednotlivými dřevinnými druhy, mezi zónou jádra a bělí, mezi jarním a letním dřevem v letokruhu. Barva dřeva je významným, ale značně proměnlivým diagnostickým znakem. Lesk dřeva je schopnost směrově odrážet světelné paprsky od hladkého opracovaného povrchu dřeva. Textura dřeva vzniká kombinací a výrazností makroskopických znaků (letokruhy, dřeňové paprsky ...) na povrchu opracovaného dřeva. Textura, stejně jako barva a lesk, určuje dekorační hodnotu dřeva.

11.1.3 Druhy dřevin

Jehličnaté dřeviny (nahosemenné) jsou tzv. měkké dřeviny. Rostou 80 až 100 let. Dosahují výšky 25 až 40 m a průměru kmene až 2 m. Ve stavebnictví se nejvíce používají smrk, borovice a jedle, k dekoračním účelům modřín.

- **Dřevo smrku** je bílé až nahnědlé, s výraznými letokruhy. Jádro není barevně odlišeno. Smrk je i přes svou měkkost houževnatý, poměrně pevný a pružný.
- **Dřevo borovice** je měkké, bělová část je bílá až k okru, jádro oranžově hnědé. Letokruhy jsou výrazné. Největší nevýhodou při obrábění a broušení je zanášení nástrojů pryskyřicí.
- **Dřevo jedle** má nažloutle až načervenalé bílé dřevo a její textura je málo dekorativní. Její mýtní věk se pohybuje mezi 90 až 130 lety a výtěžnost užitkového dřeva obvykle činí 80–90 %.
- **Modřínové dřevo** je tvrdší než smrkové a je pevné a trvanlivé. Jádrové dřevo modřínu je bledě červenohnědé až cihlově červené, se zřetelnými letokruhy. Běl úzká, nažloutlá. Má hustou texturu a může mít mnoho dekorativních drobných suků.

Listnaté dřeviny (krytosemenné) se dělí na měkké bělové (lípa, osika ...), měkké jádrové (topol, vrba ...), tvrdé bělové (buk, habr ...) a tvrdé jádrové (dub, jasan ...). Rostou 120 až 150 let. Dosahují výšky 20 až 25 m a průměru až 1,5 m (dub i více). Ve stavebnictví se nejvíce používá dřevo dubové a bukové.

- **Dubové dřevo** je jedno z nejžádanějších. Má úzkou světlehnědou bělu a široké hnědé jádro. Jeho základními vlastnostmi jsou tvrdost, pevnost a trvanlivost. Z našich dřev nejlépe odolává povětrnostním podmínkám.
- **Bukové dřevo** je tvrdé, málo pružné, poměrně pevné. Barvu má světle hnědou až narůžovělou, pařením získá tmavší, charakteristickou barvu. Je stejnorodé a husté. Trvanlivostí nevyniká, ale velmi dobře se obrábí, moří a lepí.

11.1.4 Růstové vady a struktura ovlivňující kvalitu dřeva

Suky jsou části větve obrostlé dřevem a podstatně snižují pevnost řeziva (odklon vláken kolem suku). Suky dělíme:

- dle viditelnosti: otevřené, zarostlé
- dle zdravotního stavu: zdravé, nahníle (hniloba < 1/3 plochy průřezu), shnilé (hniloba > 1/3 plochy průřezu)
- dle polohy: na ploše, boční, hranové
- dle seskupení: jednotlivé, skupinové

Smolník je místo, v němž se soustřeďuje větší množství pryskyřice. Terpentýnová silice, která je rozpouštědlem této pryskyřice, porušuje lakový film, vytéká a vzhledově dřevo poškozuje.

Točivost je odklon vláken od osy kmene. S odklonem vláken od osy zatížení výrazně (nelineárně) klesá pevnost dřeva. Z tohoto důvodu je doporučeno používat prvky s maximálním odklonem vláken 1:10.

Juvenilní dřevo je nejmladší dřevo stromu (5-10 letokruhů) ve střední oblasti kmene. Má horší vlastnosti, jako menší pevnost a tuhost a větší objemové změny.

Reakční dřevo vzniká dlouhodobým mechanickým namáháním kmene stromu (např. namáhání větrem). Reakční dřevo u jehličnanů se vyskytuje v tlačené oblasti (tlakové dřevo) a u listnáčů se vyskytuje v tažené oblasti (tahové dřevo).

11.2 Vlastnosti dřeva



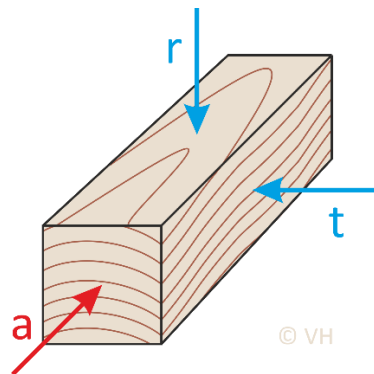
Dřevo je výrazně anizotropní materiál, což znamená, že má v různých směrech odlišné vlastnosti. Z tohoto důvodu se mnohé zkoušky konstrukčního dřeva provádějí ve více směrech.

V současné době upravují zkoušky dřeva dva druhy norem – starší československé normy a normy evropské. Normy československé rozlišují tři směry zkoušení – směr zkoušení axiální, směr zkoušení radiální a směr zkoušení

tangenciální. Normy evropské rozlišují pouze směr zkoušení rovnoběžně s vlákny a směr zkoušení kolmo k vláknům.

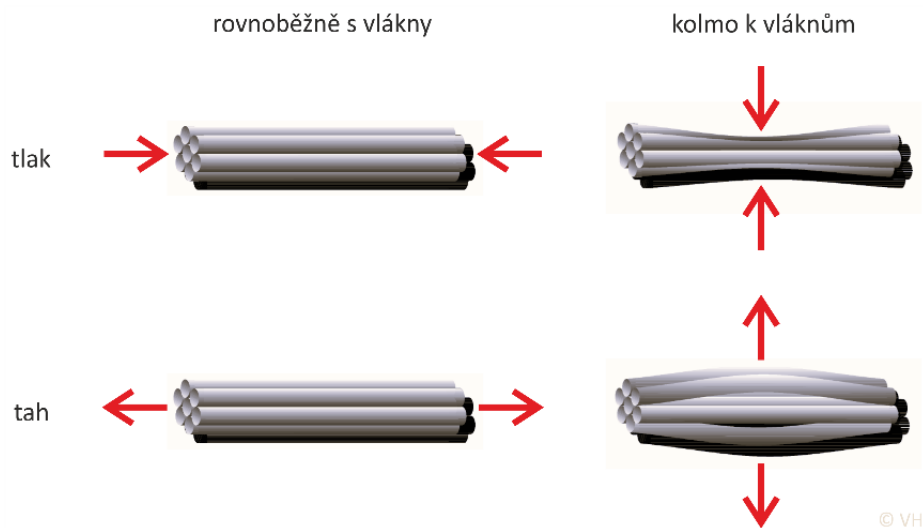
Vzájemně si tedy odpovídají tyto směry zkoušení:

- **axiální směr** (index a), který je rovnoběžný s podélnou osou kmene, odpovídá směru rovnoběžně s vlákny (index 0),
- **radiální směr** (index r), který je vedený ve směru dřevových paprsků a má směr radiály k letokruhům, odpovídá směru kolmo k vláknům (index 90),
- **tangenciální směr** (index t), který má směr tečny k letokruhům, odpovídá směru kolmo k vláknům (index 90).



Obr. 11.5.: Základní anatomické směry ve dřevě.

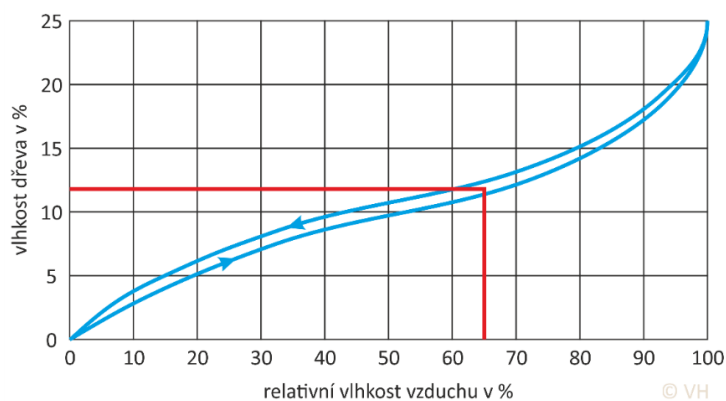
Působí-li zatížení rovnoběžně s vlákny, jsou vlákna velmi pevná v tahu a mají přiměřeně dobrou pevnost v tlaku, než začnou vybočovat. Nicméně, jestliže zatížení působí kolmo k vláknům, mají vlákna tendenci se zmáčknout při tlaku kolmo na jejich osu a odtrhnout při tahu kolmo na jejich osu, kdy "lepené" spoje mezi vlákny selhávají.



Obr. 11.6.: Model chování vláken v závislosti na směru působení zatížení.

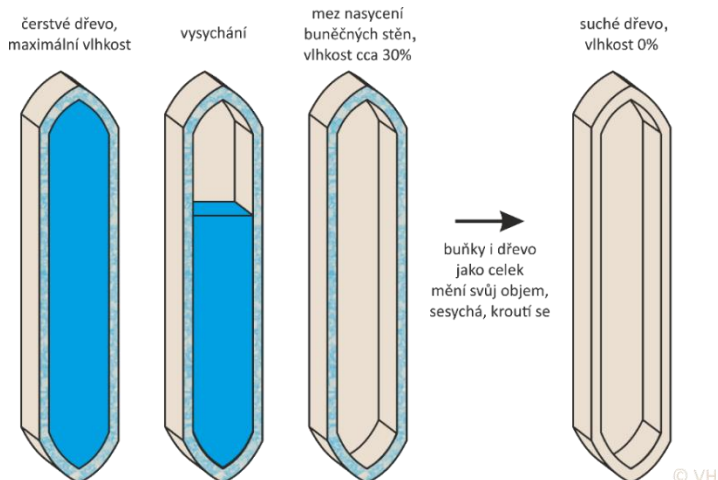
Dřevo je ve vztahu k okolnímu prostředí **hygroskopickým materiálem**, má schopnost měnit svoji vlhkost podle vlhkosti okolního prostředí. Vlhkost dřeva, která se ustálí při daných podmínkách prostředí (teplota a relativní vzdušná vlhkost), se nazývá **rovnovážnou vlhkostí** dřeva. Vlhkost dřeva ovlivňuje fyzikální i mechanické vlastnosti. Se stoupající vlhkostí dřeva se jeho pružnostní a pevnostní vlastnosti snižují až do okamžiku nasycení vláken. Z tohoto důvodu normy udávají standardní prostředí pro zkoušky dřeva.

Jako **standardní prostředí pro zkoušky dřeva** udávají evropské normy prostředí s teplotou $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$ a relativní vlhkostí $(65 \pm 5) \%$. Československé normy udávají standardní vlhkost vlastního dřeva 12 %. Tyto dvě definice prostředí si v podstatě neodporují, tzn. v prostředí s teplotou $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$ a relativní vlhkostí $(65 \pm 5) \%$ se ustálí vlhkost dřeva přibližně na 12 %.



Obr. 11.7.: Křivka změny vlhkosti dřeva na základě změny relativní vlhkosti vzduchu.

Bod nasycení vláken je stav dřeva, při němž jsou stěny buněk zcela nasyceny vodou, avšak buněčné dutiny žádnou vodu neobsahují.



Obr. 11.8.: Schématické znázornění vysychání buněk dřeva. Nejdříve vysychá voda volná – v prostoru buněk, až po té voda vázaná – v buněčných stěnách.

Zkušební vzorky Zkoušky dřeva provádíme na vzorcích bez suků, smolníků a jiných vad a z výsledků těchto zkoušek usuzujeme na vlastnosti dřeva i s vadami. Pokud rozlišujeme u zkoušky směry zkoušení, měly by mít zkušební vzorky letokruhy rovnoběžné s jednou hranou vzorku (přípustná odchylka od rovnoběžnosti je 10 %). Zkušební těleso musí mít minimálně 5 letokruhů.

11.2.1 Hustota dřeva

Hustota dřeva je charakterizována podílem hmotnosti a objemu dřeva při určité vlhkosti.

Hustotu zkušebního tělesa ρ_ω v kg/m^3 při vlhkosti ω v době zkoušky vypočteme podle vzorce

$$\rho_\omega = \frac{m_\omega}{V_\omega}$$

kde: m_ω je hmotnost zkušebního tělesa v kg při vlhkosti ω ,

V_ω je objem zkušebního tělesa v m^3 při vlhkosti ω .

Hustota dřeva domácích dřevin:

- **Dřeva s nízkou hustotou** $\rho_{12} < 540 \text{ kg.m}^{-3}$
borovice, smrk, jedle, topol, lípa, vrba, olše, ...
- **Dřeva se střední hustotou** $\rho_{12} = 540 - 750 \text{ kg.m}^{-3}$
modřín, tis, bříza, buk, dub, ořešák, jilm, jasan, třešeň ...
- **Dřeva s vysokou hustotou** $\rho_{12} > 750 \text{ kg.m}^{-3}$
habr, zimostřez, dřín, moruše, akát ...

Za nejlehčí dřevo se pokládá balza s hustotou v suchém stavu 130 kg.m^{-3} , za nejtěžší dřevo guajaku 1360 kg.m^{-3} .

V materiálovém inženýrství běžně užívaný pojem hustota, která označuje měrnou hmotnost materiálu, označujeme u dřeva jako **hustota dřevní hmoty** (poměr hmotnosti a objemu dřeva bez buněčných dutin). Hustota dřevní hmoty má u všech dřevin přibližně stejnou hodnotu kolem 1500 kg.m^{-3} .

11.2.2 Vlhkost dřeva

Vlhkost dřeva vyjádříme podílem hmotnosti vody obsažené ve vlhkém vzorku ku hmotnosti téhož vzorku v absolutně suchém stavu.

Zkušební těleso o rozměru nejméně 20 mm ve směru vláken vyřízneme ve vzdálenosti 300 mm od čela zkušebního vzorku. Těleso musí být bez prosmolu a vad.

Vlhkost ω v % vypočteme ze vztahu

$$\omega = \frac{m_1 - m_0}{m_0} \cdot 100$$



kde: m_1 hmotnost zkušební tělesa před sušením v g,
 m_0 hmotnost vysušeného zkušební tělesa v g.

11.2.3 Nasákavost dřeva

Při zkoušce nasákavosti zjišťujeme největší množství vody, které je zkušební těleso schopné přijmout při dlouhodobém uložení ve vodě. Nasákavost udáváme v procentech hmotnosti úplně vysušeného tělesa.

Normová zkušební tělesa mají tvar pravoúhlého hranolu se základnou 20×20 mm a výškou (20 ± 10) mm. Úhel sklonu letokruhů ke dvěma protilehlým stranám nesmí být větší než 10° .

Nasákavost dřeva ω_{\max} v % potom vypočteme takto

$$\omega_{\max} = \frac{m_{\omega} - m_0}{m_0} \cdot 100$$

kde m_{ω} je hmotnost zkušební tělesa po máčení v g,
 m_0 je hmotnost zkušební tělesa po sušení v g.

11.2.4 Bobtnání dřeva

Bobtnáním nazýváme schopnost dřeva zvětšovat svoje lineární rozměry, plochu, nebo objem při přijímání vody. Podstatou stanovení bobtnání vzorku řeziva je zjištění rozměrů zkušební tělesa ve vysušeném stavu a ve stavu vlhkosti stejné nebo větší, než je bod nasycení vláken a zjištění změn těchto rozměrů. Bobtnání se vyjadřuje podílem změny rozměru k původní hodnotě a uvádí se nejčastěji v procentech.

Bobtnání podél vláken nepřesahuje 1 %, v radiální směru je 3–6 % a v tangenciálním směru je 6–12 %.

Normová zkušební tělesa mají tvar pravoúhlého hranolu se základnou 20×20 mm a výškou (20 ± 10) mm. Úhel sklonu letokruhů ke dvěma protilehlým stranám nesmí být větší než 10° .

Hodnoty největšího lineárního bobtnání v příslušných směrech v % jsou

$$a_{r \max} = \frac{l_{r \max} - l_{r \min}}{l_{r \min}} \cdot 100$$

$$a_{t \max} = \frac{l_{t \max} - l_{t \min}}{l_{t \min}} \cdot 100$$

$$a_{a \max} = \frac{l_{a \max} - l_{a \min}}{l_{a \min}} \cdot 100$$

kde $l_{r \max}$, $l_{t \max}$, $l_{a \max}$ jsou rozměry zkušební tělesa ve směru radiálním, tangenciálním a podél vláken po máčení v mm,

$l_{r \min}$, $l_{t \min}$, $l_{a \min}$ jsou rozměry zkušebního tělesa ve směru radiálním, tangenciálním a podél vláken po sušení v mm.

Hodnoty plošného a objemového bobtnání stanovujeme obdobně, tzn. Místo rozměrů dosazujeme do vzorce plochu, respektive objem vysušeného a máčeného tělesa.

11.2.5 Sesychání dřeva

Sesycháním nazýváme proces, při kterém se zmenšují lineární rozměry, plocha nebo objem tělesa v důsledku ztráty vody vázané.

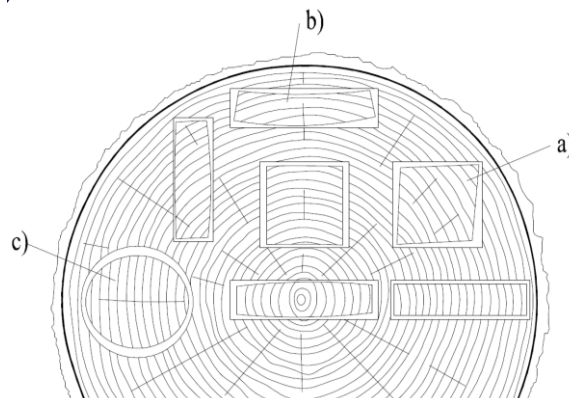
Princip zkoušky je stejný jako u bobtnání dřeva.

Na základě hodnot sesychání rozdělujeme dřeva na:

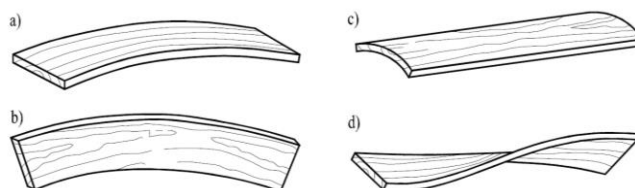
- málo sesychává – tis, olše, vrba, topol, ...
- středně sesychává – borovice, smrk, jedle, dub, ...
- hodně sesychává – modřín, bříza, buk, ...

11.2.6 Borcení dřeva

Anizotropie bobtnání a sesychání kolmo k vláknům může způsobit zdeformování průřezu při vysušení dřeva tzv. borcení dřeva. **Příčné borcení** je vyvoláno rozdílným radiálním a tangenciálním sesycháním uvažovaného výřezu. **Podélné borcení** vzniká nerovnoměrným podélným sesycháním dřeva, které způsobí prohnutí nebo stočení řeziva.



Obr. 11.9.: Tvarové změny různých průřezů, vyříznutých z různých částí kmene, po vysušení [11.1].



Obr. 11.10.: Tvarové změny a) podélné zakřivení ve směru tloušťky; b) podélné zakřivení ve směru šířky; c) příčné zakřivení; d) šroubové zakřivení [11.1].



11.2.7 Teplotní roztažnost

Je charakterizována koeficientem teplotní roztažnosti. Poměry koeficientu v jednotlivých směrech jsou podobné jako u bobtnání či sesýchání, ale hodnoty jsou výrazně menší. S ohledem na takto nízké hodnoty můžeme rozměrové změny dřeva vlivem teploty ve srovnání s vlhkostními zanedbat.

11.2.8 Hořlavost dřeva

Hořlavost je schopnost dřeva vznítit se. Teplota mezi 300 až 470 °C je tzv. bod zápalnosti. Zapalování suchého dřeva teplotou nad 330 °C trvá přibližně 50 až 300 vteřin. Při požáru vzdoruje dřevo déle než některé nehořlavé látky (např. ocel). Hašení dřevěných konstrukcí je obtížné, protože doutnající dřevo často znovu vzplane.

Ohořelé dřevo mění své vlastnosti:

- odhořením se zmenší profil dřevěného prvku, avšak dřevo pod spáleným povrchem má původní mechanické vlastnosti
- spálený povrch chrání dřevo před vlhkostí a poškození biotickými škůdci (dříve se opalovaly kůly ve vinicích nebo zhlaví trámů)
- ohořelé dřevěné konstrukce odolávají delší dobu povětrnostním činitelům
- spálený povrch chrání dřevo před ohněm (ohořelé dřevo je nesnadno zápalné)

Doba od zahájení působení zvýšené teploty a dodávky kyslíku po samovznícení vyvíjejících se plynů ze dřeva (zápalnost dřeva) se vyjadřuje časem vzplanutí.

S rostoucí hustotou a vlhkostí dřeva čas vzplanutí roste, se zvyšujícím se obsahem doprovodných látek – tuků a pryskyřic – klesá.

11.2.9 Akustické vlastnosti dřeva

Dřevo je materiálem s velmi dobrými akustickými vlastnostmi, které ho předurčují ke zlepšení akustických vlastností společenských místností a koncertních sálů.

11.2.10 Modul pružnosti dřeva

Moduly pružnosti určují vnitřní odpor dřeva vůči pružné deformaci. Čím větší jsou moduly pružnosti, tím je dřevo odolnější vůči deformacím. Průměrná hodnota modulu ve směru vláken se pro domácí dřeviny udává v rozpětí 10 000 - 15 000 MPa při $\omega = 12\%$. Napříč vláken je tato hodnota až 25 x menší, přičemž v radiálním směru je o 20–50 % vyšší než ve směru tangenciálním. Vzájemný poměr mezi jednotlivými směry lze stanovit $E_L:E_R:E_T \gg 20:2:1$

11.2.11 Pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny

Pevnost dřeva v tlaku ve směru vláken je velmi důležitou vlastností dřeva. Působením tlaku na těleso podél vláken dojde k deformaci, projevující se zkrácením délky tělesa. Charakter deformace závisí na jakosti a stavbě dřeva.

Podstatou stanovení pevnosti v tlaku je zjištění maximálního zatížení při zatěžování zkušební tělesa v tlaku avýpočet tlakového napětí v průřezu při tomto zatížení.

Zkušební těleso zatěžujeme v lisu dostředně pomocí tlačné desky opatřené kulovým kloubem. Zatěžování provádíme rovnoměrně konstantní rychlostí až do porušení vzorku. Odečteme maximální zatížení F_{\max} .

Pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny $f_{c,0}$ v N/mm² vypočítáme dle vztahu

$$f_{c,0} = \frac{F_{\max}}{a \cdot b}$$

kde F_{\max} je největší zatížení v N,

a, b jsou rozměry průřezu zkušební tělesa v mm.

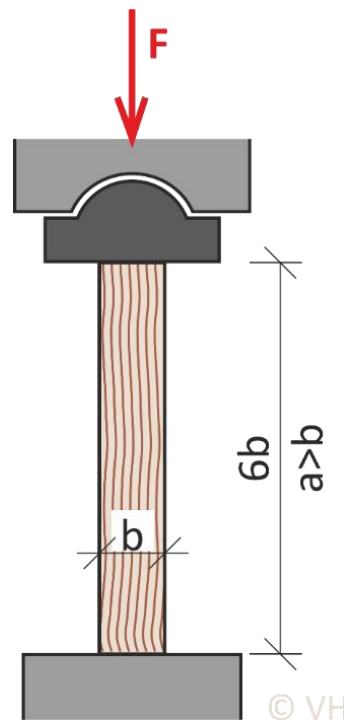
Charakter deformace závisí na jakosti a stavbě dřeva.

11.2.12 Pevnost v tlaku napříč vláken

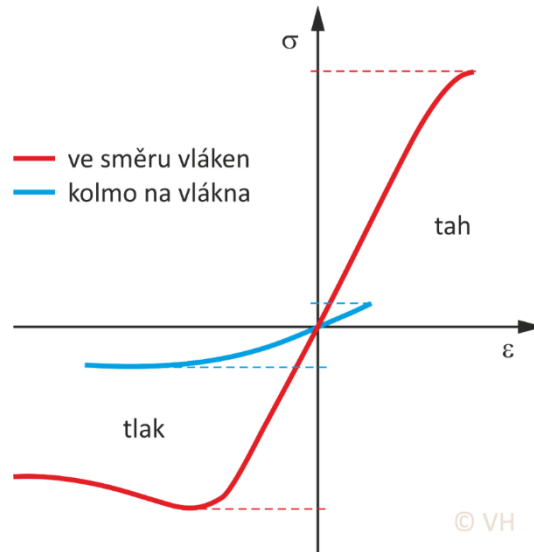
Při působení tlaku napříč vláken nedochází k celkovému porušení tělesa, ale dochází k postupné deformaci a zhušťování dřevní struktury v celém objemu. Proto se pevnost určuje z meze úměrnosti na základě stanovených kritérií. Takto stanovená mez úměrnosti se označuje jako konvenční mez pevnosti.

11.2.13 Pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny

Pevnost dřeva v tahu **ve směru vláken** je v porovnání s ostatními vlastními pevnostmi největší. Porušení tělesa při namáhání v tahu se projevuje roztrhnutím buněk dřeva ve střední části tělesa.



Obr. 11.11.: Schéma zkoušky pevnosti v tlaku rovnoběžně s vlákny.

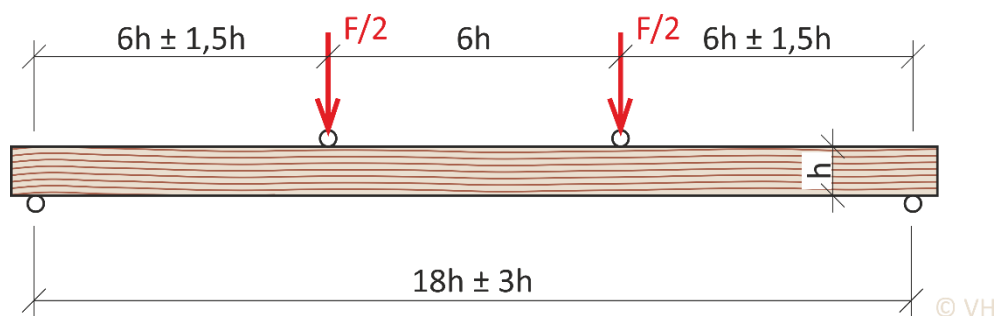


Obr. 11.12.: Porovnání pevností ve směru vláken a kolmo na vlákna.

11.2.14 Pevnost v ohybu rovnoběžně s vlákny

Zpravidla se sleduje a používá pevnost dřeva v ohybu **napříč vláken**. Zkušební tělesa zkouší tak, aby zatížení působilo **v tangenciálním směru** (tangenciální ohyb). Rozdíly mezi pevností dřeva v ohybu v radiálním a tangenciálním směru jsou jen u dřeva jehličnatých dřevin (v tangenciálním směru o 10–12 % větší než v radiálním). U listnatých dřevin jsou hodnoty meze pevnosti dřeva při statickém ohybu v obou směrech prakticky stejné (rozdíly max. 2–4 %).

Prostě podepřené zkušební těleso se zatěžuje na ohyb až do porušení, symetricky dvěma břemeny, při rozpětí rovnajícím se 18-ti násobku výšky tělesa.



Obr. 11.13.: Schéma zkoušky pevnosti v ohybu konstrukčního dřeva.

Minimální délka zkušební tělesa je zpravidla 19-ti násobek výšky průřezu. Zkušební těleso zatěžujeme symetricky čtyřbodovým ohybem při rozpětí rovnajícím se 18-ti násobku výšky zkušěného tělesa. Zatěžování provádíme rovnoměrně konstantní rychlostí až do porušení vzorku. Odečteme maximální zatížení F_{max} .

Pevnost v ohybu f_m v N/mm^2 vypočítáme dle vztahu

$$f_m = \frac{F_{\max} \cdot l}{b \cdot h^2}$$

kde F_{\max} je největší zatížení v N,

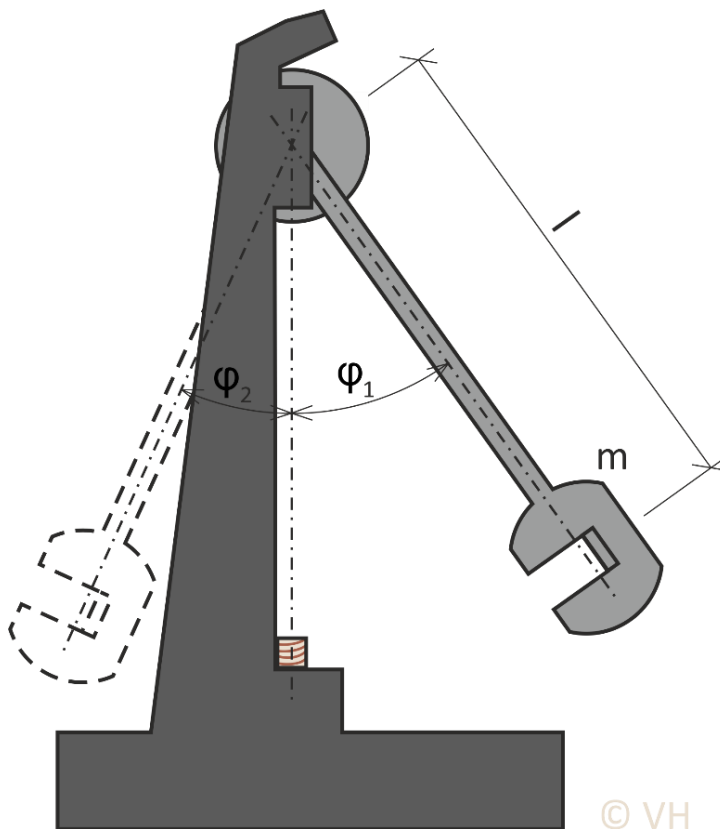
h, b jsou výška a šířka průřezu zkušebního tělesa v mm,

$l = 18 \cdot h$ je vzdálenost podpor v mm.

Pevnost v ohybu, kdy vlákna probíhají kolmo na podélnou osu tělesa se prakticky nevyskytuje. Hodnoty meze pevnosti jsou v tomto případě velmi nízké.

11.2.15 Stanovení rázové houževnatosti dřeva v ohybu

Houževnatost dřeva je schopnost odolávat dynamickému (rázovému) namáhání ohybem. Podstatou metody je zjištění energie potřebné k porušení tělesa při působení dynamického zatížení v ohybu. Rázovou houževnatost vypočítáme z poměru energie a příčných rozměrů zkušebního tělesa.



Obr. 11.14.: Schéma zkoušky stanovení rázové houževnatosti dřeva v ohybu.

Zkušební tělesa mají tvar pravoúhlého hranolu se základnou 20×20 mm, délka ve směru vláken je 300 mm. Jedna boční plocha zkušebního tělesa musí být v radiální, druhá v tangenciální rovině.

Vlastní zkoušku provedeme kyvadlovým kladivem Charpy, které pracuje na principu změny polohové (potenciální) energie v pohybovou (kinetickou). Vzorek umístíme do přístroje tak, aby byl porušen jediným úderem kladiva na radiální povrch (při tangenciálním ohybu). Na úchylkoměru přístroje odečteme velikost úhlu překyvů po přeražení vzorku.

Práci Q v J potřebnou pro přeražení zkušební vzorku určíme ze vztahu

$$Q = g \cdot m \cdot l \cdot (\cos \varphi_2 - \cos \varphi_1)$$

kde $m = 19,38 \text{ kg}$, je hmotnost kyvadla v kg ,

$l = 0,80 \text{ m}$, je délka ramene kyvadla v m ,

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$, je tíhové zrychlení,

φ_1 je velikost úhlu vychýlení kyvadla v počáteční poloze ve stupních,

φ_2 je velikost úhlu překyvů ve stupních.

Rázovou houževnatost A_ω v J/cm^2 při vlhkosti zkušební tělesa ω v okamžiku zkoušky vypočteme ze vztahu:

$$A_\omega = \frac{Q}{b \cdot h}$$

kde h , b jsou výška a šířka průřezu zkušební tělesa v cm .

11.2.16 Faktory ovlivňující pevnost dřeva

Se stoupající vlhkostí se pružnostní a pevnostní vlastnosti dřeva snižují. Vliv teploty na mechanické vlastnosti se mění s vlhkostí. Zvyšováním teploty a vlhkosti se pevnost výrazně snižuje, přičemž současné působení obou faktorů snižuje pevnost více než působení každého samostatně.

V případě, že zkušební těleso není klimatizováno do konstantní hmotnosti ve standardním prostředí s teplotou $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$ a relativní vlhkostí $(65 \pm 5) \%$, pak zjištěnou mechanickou vlastnost přepočítáme pro vlhkost dřeva 12% dle vztahu:

$$X_{12} = X_\omega \cdot [1 + \alpha \cdot (\omega - 12)]$$

kde: α – opravný vlhkostní koeficient,

ω – vlhkost zkušební tělesa.

11.3 Třídění dřeva

11.3.1 Vizuální třídění dřeva



Dřevo se tradičně třídí jeho vizuálním posuzováním. Jakost dřeva se přitom určuje prostřednictvím vizuálně poznatelných charakteristik dřeva, především suků a šířky letokruhů. Pro vizuální třídění dřeva podle pevnosti v současnosti platí česká technická norma ČSN 73 2824-1 a evropská norma ČSN EN 1611-1.

Vizuální třídění podle pevnosti vykazuje souhrnně tyto výhody a nevýhody:

- je jednoduché a snadno osvojitelné;
- nevyžaduje nákladné technické vybavení;
- je závislé na lidském činiteli;
- je málo účinné, protože není dostatečně uvážena struktura dřeva, např. hustota, která má značný vliv na mechanické vlastnosti dřeva.

11.3.2 Strojní třídění dřeva

Výše uvedené nevýhody vizuálního třídění dřeva podle pevnosti mohou být překonány strojním tříděním. Většina v současné době průmyslově používaných strojů na třídění jsou takzvané ohybové stroje, kterými se určuje průměrný modul pružnosti na krátkém rozpětí.

Pro konstrukční dřevo, jsou stanoveny třídy pevnosti včetně charakteristických hodnot v ČSN EN 338 a jsou označeny pro jehličnaté dřeviny C14 až C50 a pro listnaté dřeviny D18 až D80. Systém tříd pevnosti je odstupňovaný podle pevnosti dřeva v ohybu. Třída pevnosti je definována jako výsledek klasifikace dřeva na základě určitých hodnot mechanických vlastností (5 % kvantil pevnosti v ohybu, průměrný modul pružnosti rovnoběžně s vlákny) a 5 % kvantilu hustoty.

11.4 Trvanlivost dřeva

Buňky dřeva se skládají z organických polymerů, které jsou náchylné na poškození abiotickými vlivy (oheň, slunce, voda, kyslík, emise apod.) a biologickými škůdci (bakterie, houby, hmyz, ptáci, savci apod.). Trvanlivost dřeva ovlivňuje mnoho faktorů, a to např. o jaký druh dřeva se jedná, ke je a skladováno, k jakému účelu bylo použito atd.



Exotické druhy dřevin, ale i některé domácí druhy dřevin, obsahují významnější podíl extraktivních látek. Díky těmto látkám dokážou lépe odolávat hnilobě a jiným poškozením. Výrobky z trvanlivějších druhů dřeva mají i vyšší fyzickou životnost v porovnání s výrobky z méně trvanlivých druhů dřeva.

Přirozenou trvanlivost dřeva, jednotlivé metody jejího zjišťování a způsoby klasifikace stanovuje EN 350-1. Přirozenou trvanlivost i impregnovatelnost vybraných dřevin používaných v Evropě uvádí evropské normy EN 350-2.

Tab. 11.1. ČSN EN 335-1 Trvanlivost dřeva a materiálů na jeho bázi. Definice tříd. Ohrožení biologickým napadením.

Třída ohrožení dle EN 335	Charakteristické vlivy a podmínky	Prostředí a příklady použití	Výskyt biotických činitelů
0	vlhkost dřeva vždy nižší než 10 %	klimatizované interiéry s relativní vlhkostí vzduchu max. 60 % (obytné místnosti)	žádný
1	vlhkost dřeva 10 - 20 %	neklimatizované suché interiéry (půdní prostory krovů)	dřevokazný hmyz
2	vlhkost dřeva někdy může přesáhnout 20 %	neklimatizované interiéry s relativní vlhkostí vzduchu i více než 80 % (sklepy, prádelny)	dřevokazný hmyz, plísně, dřevozbarvující houby, dřevokazné houby
3	vlhkost dřeva často vyšší než 20 % + působení povětrnosti	exteriéry bez kontaktu se zemí (venkovní obklady a konstrukce)	dřevokazný hmyz, plísně, dřevozbarvující houby, dřevokazné houby
4	vlhkost dřeva stále vyšší než 20 % + působení povětrnosti a kontakt se zemí	dřevo zabudované do země a/nebo vody (i částečně) (sloupy, pražce, chladič věže)	dřevokazný hmyz, plísně, dřevozbarvující houby, dřevokazné houby, houby způsobující měkkou hnilobu
5	vlhkost dřeva stále vyšší než 20 % + působení mořské vody	dřevo zabudované do mořské vody (i částečně) (lodě, zařízení přístavů)	mořští škůdci, dřevokazné houby, houby způsobující měkkou hnilobu

11.4.1 Dřevokazné houby (hniloba)

Hniloba je závažnou vadou, jejímiž původci jsou houby. Houby napadají a poškozuji velmi často už živý strom a tento proces pokračuje ve znehodnocování hotového výrobku. Hniloba se navíc projevuje až ve stadiu, kdy již nebývá možné dřevo zachránit.

Dřevokazné houby dělíme do dvou skupin:

Celulózovorní houby vytvářejí destrukční hnilobu dřeva. Dřevo postupně tmavne (hnědne), kostkovitě se rozpadá, stává se křehkým, praská, má příčný, hladký a matně lesklý lom. V praxi tento proces označujeme jako hnědá (někdy též červená) hniloba.

Lignivorní houby ničí všechny složky dřeva. Dřevo jejich vlivem zesvětlí, změkne, vytvoří se díry a dutinky (jsou brzy viditelné i pouhým okem) a nakonec se drobí. Části nenapadené tímto druhem houby zachovávají původní vzhled (dřevo nepraská). Díky zabarvení dřeva se lignivorní houby označují pod názvem bílá hniloba dřeva.

Nejrozšířenější dřevokazné houby

- Dřevomorka domácí
- Koniofora sklepní
- Trámovka plotní
- Pornatka Vaillantova

Nejlepší a nejjednodušší ochranou pro dřevo je vysušení. Hniloba dřeva nenapadne v případě, nepřekročí-li vlhkost dřeva 20%.

11.4.2 Dřevokazný hmyz

Dřevu také škodí dřevokazný hmyz, který v něm vyžírá tmavě zbarvené chodbičky. Podobně jako houby poškozuje hmyz dřevo v živém stromě i dřevo zpracované. Škůdci je napadáno především bělové dřevo, v němž je více zásobních a méně konzervačních látek. Dřevo napadené hmyzem je pro kvalitnější výrobky nepoužitelné

Nejrozšířenější dřevokazný hmyz:

- Tesařici – krovový, fialový, obrovský, skladištní, smrkový
- Červotoči
- Kůrovci
- Pilořitky
- Hrbohlavci

Dřevokazný hmyz má podstatně nižší nároky na vlhkost dřeva než dřevokazné houby. Pro napadení dřevokazným hmyzem postačuje vlhkost dřeva 10–12 % (optimální 25–30 %).

11.4.3 Principy ochrany dřevěných konstrukcí

Pod ochranou dřevěných konstrukcí rozumíme soubor opatření k zachování jejich kvality. Zajišťuje se těmito způsoby:

- výběrem druhu dřeva – upřednostňují se trvanlivější druhy dřeva,
- konstrukční ochranou dřeva – vytvoří se takové podmínky v okolí dřeva a v konstrukčních detailech, při nichž se potlačí působnost abiotických vlivů a biologických škůdců,
- chemickou ochranou dřeva – dřevo se ošetřuje chemickými látkami s biocidním (baktericidním, fungicidním, insekticidním), ohnivzdorným, hydrofobizačním, UV-sorpčním i jiným směrovým účinkem modifikační ochranou dřeva – provádějí se termické, chemické i enzymatické úpravy hemicelulóz, celulózy, ligninu nebo extraktivních látek v buňkách dřeva s cílem hydrofobizovat dřevo a zvýšit jeho odolnost proti biologickým škůdcům,
- biokontrolou – dřevo se infikuje antagonistickými organizmy (mikroskopickými houbami nebo bakteriemi), které zabrání jeho napadení podstatně nebezpečnějšími dřevokaznými houbami nebo dřevokazným hmyzem.

11.5 Diagnostika dřeva

11.5.1 Vizuální hodnocení

Metoda vizuálního průzkumu je při průzkumech dřevěných konstrukcí nejrozšířenějším diagnostickým postupem, a to i díky své jednoduchosti. S její



pomocí se získávají informace nejen o vlastnostech a stavu materiálu, ale i o technologických postupech, dodatečných zásazích do konstrukce, rekonstrukcích a také o přibližném stáří dřevěných konstrukcí. Touto metodou lze i určit druh použitého dřeva, charakteristické znaky prvku, vady dřeva, a odhadnout povrchové biotické a abiotické poškození prvku. Vizuální hodnocení je dále zaměřeno na zjištění přítomnosti a identifikaci biologických škůdců (výletové otvory, změny povrchu, drť a prach blízko poškozeného prvku, plodnice hub, mycelium, změny barvy). Rovněž je možné odhalit deformace dřevěných prvků nebo uvolnění konstrukčních spojů.

Největší úskalí vizuálního hodnocení vyplývá jednoznačně ze stanovení hodnotících kritérií a subjektivního hodnocení diagnostika. Vizuální hodnocení je proto vhodné zejména pro identifikaci kritických míst, která je třeba následně detailně vyhodnotit pomocí nedestruktivních diagnostických metod.

11.5.2 Měření vlhkosti

Zvýšená vlhkost dřeva ovlivňuje jak riziko biotické degradace dřeva způsobené dřevokaznými houbami a dřevokazným hmyzem, tak také ovlivňuje jeho mechanické vlastnosti. Jelikož má vlhkost dřeva vliv na fyzikální i mechanické vlastnosti prvku, je tedy třeba ji vždy určit, zvláště při průzkumu konstrukcí in-situ. Zvýšený obsah vody může ovlivňovat výsledky průzkumu a zároveň může být dobrým vodičkem např. při identifikaci míst průsaku vody střešním pláštěm. V místě lokalizace části konstrukce, kde se vyskytuje problém se zvýšenou vlhkostí, by měl být proveden detailní průzkum a následně zhodnocen rozsah poškození. Při diagnostice zabudovaných prvků se používají především příruční vlhkoměry, kalibrované na zjišťování vlhkosti s ohledem na druh a teplotu dřeva. Dělíme je na základě principu, na kterém pracují, na odporové, kapacitní, absorpční, mikrovlnné a jiné. V praxi nejpoužívanější jsou odporové, které využívají elektrický stejnosměrný odpor avodivost dřeva.



Obr. 11.15.: Odporový přístroj na měření vlhkost dřeva se zářezací sondou.

11.5.3 Měření šíření ultrazvukových vln

Měření rychlosti šíření ultrazvukových vln je jedna z nejpoužívanějších metod vyšetřování stavu konstrukcí. Je to způsobeno hlavně tím, že je zcela nedestruktivní, poskytuje okamžité výsledky, a to nejen lokálně, ale i z hlediska

celkového hodnocení stavu prvku. Diagnostické přístroje pracují s frekvencemi od 20 kHz do 500 kHz, záleží na typu přístroje a použitých sondách.

Měří se nejčastěji pomocí dvou sond, jedna z nich je budič ultrazvukového signálu, druhá snímač. Rychlost šíření vlny je závislá nejen na druhu dřeva, jeho vlastnostech, hustotě, tuhosti atd., ale hlavně na jednotlivých anomáliích v růstu jako jsou např. suky, praskliny a různá námi hledaná poškození. Rychlost šíření vln klesá se vzrůstající vlhkostí dřeva. Rychlost šíření je anizotropní a závisí na aktuálním stavu dřeva a jeho vlhkosti. V místě trhliny je doba průchodu vlny delší než ve zdravém dřevě. Stejně tak se šíří rychleji v místech zdravého dřeva a má tendenci se po těchto zónách „svézt“ kolem defektů, čímž se opět zvýší doba průchodu vlny.

Nejvíce vypovídající výsledek měření získáme při měření rychlosti šíření vln podél vláken, tím získáme i odhad vlastností celého prvku. Při průzkumech konstrukcí in-situ je ale většinou nemožné provést měření tímto způsobem. Pro získání výsledků podél vláken přikládáme sondy na jednu stranu prvku, teoretický průběh vlny je potom po oblouku, a ne po přímce, anebo můžeme měřit rychlost prostupu napříč vlákny, potom přikládáme sondy z obou protilehlých stran prvku, což je přesnější způsob měření, vyžaduje však přístup na obě protilehlé strany prvku. Pro diagnostiku celého prvku potřebujeme opět měření na více místech, tímto způsobem lze ale odhalit lokální poruchy, které nám měření podélně jen naznačí.



Obr. 11.16.: Ultrazvukový přístroj TICCO umožňuje použití více sond o různých frekvencích [11.5].

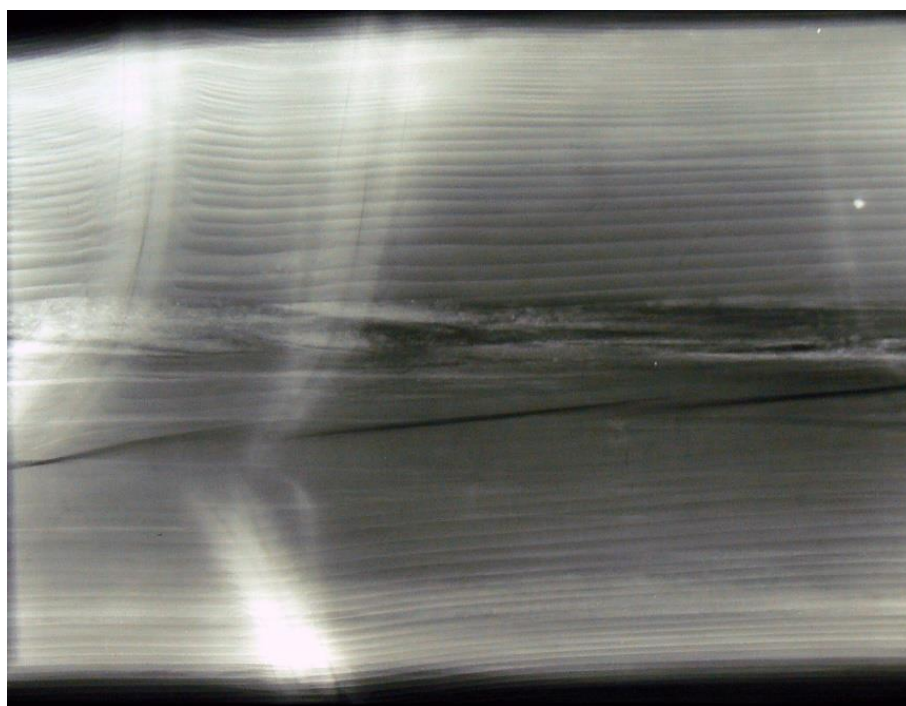
11.5.4 Radiografie

Radiografická metoda je založena na specifických vlastnostech rentgenového záření a záření gama, které je rozptylováno a absorbováno prostředím, kterým prochází. Míra zeslabení při stejné energii záření je závislá na prozařované tloušťce a na objemové hmotnosti materiálu. V technické praxi jde tedy

o metodu, umožňující zobrazení vnitřních nehomogenit v materiálech a prvcích konstrukcí zcela bez porušení.

Míra zeslabení záření po průchodu materiálem je dosud obvykle zaznamenávána na radiografickém filmu, který po vyvolání zobrazuje vnitřní strukturu kontrolovaného místa. Místa s vyšší hustotou v prozařovaném předmětu se projeví světlejšími stopami nižšího zčernání na vyvolaném filmu. V posledních letech se pro detekci prošlého záření využívají místo radiografických filmů i mnohonásobně použitelné tzv. záznamové folie.

V případě diagnostiky dřevěných konstrukcí může být radiografie cenným pomocníkem při zobrazení vad a poruch uvnitř dřevěných prvků, které by nemusely jiné diagnostické metody odhalit, navíc jde o 100 % nedestruktivní metodu. Jako zdroje záření je v diagnostice dřevěných konstrukcí vhodné využít některý z technických rentgenů.



Obr. 11.17.: Radiogram masivního jedlového trámu v konstrukci krovů historického objektu. Dobře je patrna struktura dřeva, suky, trhliny ve středu rozvinutá středová hniloba, z povrchu trámu neviditelná [11.5].

11.5.5 Odporové zarážení trnu

Nejčastěji používaný přístroj Pilodyn 6J je jednoduché mechanické zařízení umožňující měřit hloubku průniku trnu s průměrem 2,5 mm, vystřeleného do dřeva při konstantní práci 6 J. Maximální hloubka zaražení trnu je 40 mm. Při dynamickém nárazu kalibrovaného výstřelu, který zajišťuje penetraci trnu do povrchu materiálu, je registrována hloubka průniku trnu. Poškození testovaného materiálu je velmi malé a téměř zanedbatelné.



Obr. 11.18.: Pilodyn 6J pro odporové zarážení trnu.

Pro zjišťování hustoty konstrukčního dřeva na základě měření vlhkosti a hloubky vniku rázového trnu do dřeva lze použít tento vztah doc. Kuklíka [11.1]:

$$\rho_{12} = 727,987 - 27,102 \cdot t_p \cdot [1 - 0,007 \cdot (\omega - 12)]$$

Kde ρ_{12} – hustota dřeva při vlhkosti 12 % [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$],

t_p – hloubka zarážení trnu do dřeva [mm],

ω – vlhkost dřeva v době měření [%].

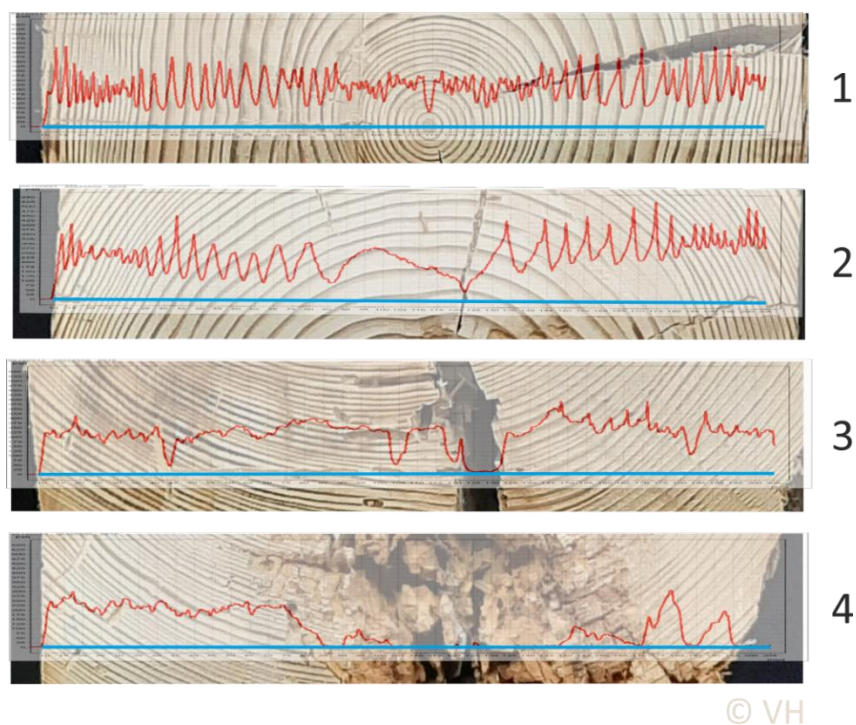
Testování v radiálním směru se jeví jako průkaznější z důvodu pravidelného střídání jarního a letního dřeva v rámci letokruhu. Při odklonu od radiálního směru menším než 30°, je variabilita měření do 10 %. V případě použití tangenciálního směru měření Pilodynem dochází často k zarážení trnu jenom do jedné části letokruhu, čímž se výsledky značně zkreslují.

Z hustoty potom můžeme pomocí odvozených regresních vztahů zjistit pevnost v ohybu či modul pružnosti.

11.5.6 Odporové mikrovrtání

Odporové mikrovrtání se liší od odporového zarážení trnu zejména tím, že díky pozvolnému pronikání materiálem nabízí přehled o jeho vnitřní struktuře. Například měření pomocí přístroje Resistograph; pracujícího na tomto principu, je založeno na odporu materiálu k prostupu malého vrtáku s průměrem 1,5 - 3,0 mm. Výstupem je relativní odpor, zahrnující eliminaci spotřeby energie vrtáku při tření v hlubších vrstvách. Vrcholy v grafickém záznamu

odpovídají vyšším odporům potažmo hustotě dřeva, zatímco nižší body jsou spojené s nižším relativním odporem dřeva.



Obr. 11.20.: Příklady grafického záznamu měření přístrojem Resistograph.



Obr. 11.19.: Příklad přístroje Resistograph firmy Rinntech.

Výstupem z měření je grafický záznam. Vrcholy v grafickém záznamu odpovídají vyšším odporům a tedy i vyšší hustotě, zatímco nižší body jsou spojené s nižším odporem a nižší hustotou. Resistograph se liší tím, že nabízí přehled o vnitřním poškození oproti Pilodinu, který je schopen penetrace jenom povrchové. Nejčastější poškození dřevěných prvků je způsobeno vnitřním poškozením bez povrchových změn, proto je Resistograph velmi vhodnou metodou na diagnostiku zabudovaného dřeva. Vrtání na několika místech v rámci jediného objektu poskytuje přehled o stavu poškození prvku. Grafy mohou definovat stav pouze lokálně v místě vrtání. Odlišný vrtací odpor může odhalit různé stupně poškození.



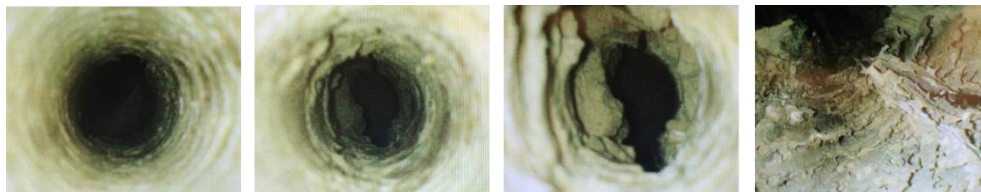
Obr. 11.21.: Porovnání měření přístrojem Pilodin a Rezistograph.

Podobně jako u většiny diagnostických metod, i zde existují limitující omezení. Optimální je vrtání v radiálním směru, protože je zaručeno střídání jarního a letního dřeva v letokruhu. Je nutné zabezpečit ostrost vrtáku, jeden vrták je možné použít přibližně na 300 vrtání. Vrták má díky malému průměru malou ohybovou tuhost, což může vést k jeho ohýbání, vedení v zóně jarního dřeva letokruhu. Další slabinou metody je poskytování jen lokální informace. Nejlépe je Resistograph používat spolu s jinými nedestruktivními metodami. Hodnocení stavu příčného průřezu je velmi vhodné pro lokalizaci a identifikaci rozsahu vnitřního poškození, ale vyžaduje mnohonásobné, časově náročné vrtání. Odporové vrtání, ostatně jako většina nedestruktivních a semi-destruktivních metod, je závislé na vlhkosti dřeva.

11.5.7 Endoskopie

Nejjednodušší defektoskopickou metodou pro zjišťování stavu dřevěných prvků zabudovaných do konstrukcí je vizuální hodnocení. Tato metoda je ovšem limitovaná přístupem k jednotlivým prvkům. V případě stropních konstrukcí, těžce dostupných míst nebo zadržovaných prvků je možné používat endoskop či videoskop. Pomocí endoskopu lze vizuálně posuzovat biotické poškození dřeva, dále je možné odhadovat vývojové stádium hub, změny barvy, zborcení, povrchový nebo kostkový rozklad a mechanické poškození.

Dřevokazný hmyz může být identifikován pomocí charakteristického požerku a trusu. Přesné určování druhu hmyzu a hniloby ovšem vyžaduje odběr vzorků, což již v dnešní době pro některé typy endoskopů není problém.



Obr. 11.22.: Obraz získaný pomocí přístroje Videoprobe XL PRO z jednotlivých vrtaných sond [11.8].

Poškození, které vzniká navrtáním otvorů je vzhledem k rozsahu odhalení v nepříístupných místech konstrukcí velmi zanedbatelné. V některých případech lze využít různé štěrbiny, např. ve skladbě stropů.

Identifikace poškození předpokládá velmi dobré znalosti průzkumníka, stejně jako v případě vizuálního hodnocení, bez použití endoskopu.

11.5.8 Odběr vzorků pro laboratorní zkoušky

Výsledky nedestruktivního zkoušení vlastností dřeva jsou vždy jen orientační, pro jejich zpřesnění by měly být provedeny průkazné zkoušky. Průkazné zkoušky se provádějí podle ČSN EN 384 „Konstrukční dřevo - Stanovení charakteristických hodnot mechanických vlastností a hustoty“ a ČSN EN 408 „Dřevěné konstrukce - Konstrukční dřevo a lepené lamelové dřevo – Stanovení některých fyzikálních a mechanických vlastností“ a slouží k přímému stanovení některých fyzikálně-mechanických vlastností.

11.6 Autotest



Otázka 11.1.: Je dřevo anizotropní?

Otázka 11.2.: Popište základní stavbu kmene stromu.

Otázka 11.3.: Čím je tvořena makroskopická stavba neboli struktura dřeva?

Otázka 11.4.: Jaké směry zkoušení rozlišujeme?

Otázka 11.5.: Jaké je standardní prostředí pro zkoušky dřeva?

11.7 Studijní prameny

11.7.1 Seznam použité literatury



[11.1] KUKLÍK, Petr. Dřevo jako stavební materiál. In: Prohlubovací kurs v oboru dřevostaveb. ProLignum, 2010, s. 19.

- [11.2] KOLEKTIV AUTORŮ. Stavební látky - cvičebnice. 2., aktualiz. vyd. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2014. ISBN 978-80-7204-871-7.
- [11.3] ADÁMEK, Jiří; NOVOTNÝ, Bohumil a KOUKAL, Jan. Stavební materiály. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 1997.
- [11.4] KLOIBER, Michal a DRDÁCKÝ, Miloš. Diagnostika dřevěných konstrukcí. Technická knižnice (ČKAIT). Praha: ČKAIT, 2015. ISBN 978-80-87438-64-0.
- [11.5] HEŘMÁNKOVÁ, Věra; KLOIBER, Michal; ANTON, Ondřej a TIPPNER, Jan. Diagnostické metody pro hodnocení konstrukčního dřeva. In: Konference zkoušení a jakost ve stavebnictví. Brno, 2011, s. 79-96. ISBN 978-80-214-4338-9.
- [11.6] SKUDCI.COM. Online. Dostupné z: <https://www.skudci.com/>. [cit. 2023-10-10].
- [11.7] <https://www.drevoastavby.cz/drevostavby-archiv/doporucujeme/6998-statistika-admd-2021-podil-drevostaveb-na-trhu>
- [11.8] KŘIVÁNKOVÁ, Soňa. *Diagnostické metody pro ověřování míry poškození a materiálových charakteristik dřevěných prvků*. Brno, 2011. Bakalářská práce. VUT v Brně, FAST, Ústav stavebního zkušebnictví.
- [11.9] ČSN EN 844 Kulatina a řezivo – Terminologie
- [11.10] ČSN EN 338 Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti
- [11.11] ČSN EN 1912 Konstrukční dřevo – Třídy pevnosti – Přiřazení vizuálních tříd a dřevin
- [11.12] ČSN EN 14081-1+A1 Dřevěné konstrukce – Konstrukční dřevo obdélníkového průřezu tříděné podle pevnosti – Část 1: Obecné požadavky
- [11.13] ČSN EN 408+A1 Dřevěné konstrukce – Konstrukční dřevo a lepené lamelové dřevo – Stanovení některých fyzikálních a mechanických vlastností
- [11.14] ČSN EN 13183-1 Vlhkost vzorku řeziva – Část 1: Stanovení váhovou metodou
- [11.15] ČSN 49 0108 Dřevo. Zisťovanie hustoty.
- [11.16] ČSN 49 0104 Skúšky vlastností rasteného dreva. Metóda zisťovania nasiakavosti a navlhavosti.
- [11.17] ČSN 49 0126 Skúšky vlastností rasteného dreva. Metóda zisťovania napúčavosti.
- [11.18] ČSN 49 0117 Dřevo. Rázová húževnatosť v ohybe.

11.7.2 Seznam doplňkové studijní literatury

- [11.19] SVOBODA, Luboš. Stavební hmoty. 2. přeprac. a dopl. vyd. Bratislava: Jaga, 2007. ISBN 8080760578. Dostupné elektronicky: <https://k123.fsv.cvut.cz/media/subjects/files/123SH01/kniha-stavebni-hmoty.pdf>





[11.20] KUKLÍK, Petr. Dřevěné konstrukce. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2005. ISBN 8086769720.

[11.21] KOPEC, Bernard. Nedestruktivní zkoušení materiálů a konstrukcí: (nauka o materiálu IV). Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-591-4.

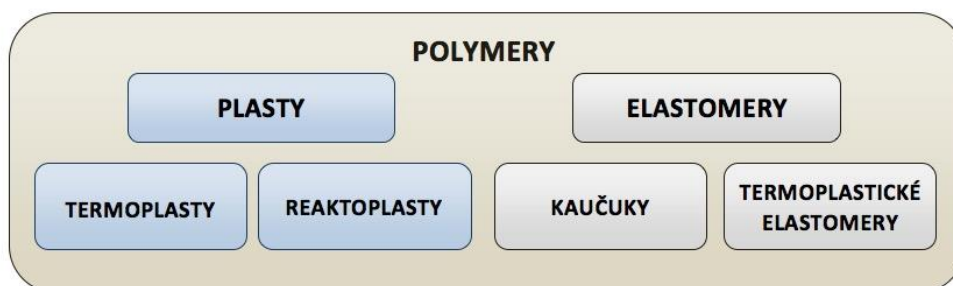
[11.22] POŽGAJ, Alexander. Štruktúra a vlastnosti dreva. 2. vydanie. Bratislava: Príroda, 1997. ISBN 80-07-00960-4.

12 POLYMERY – STANOVENÍ VYBRANÝCH VLASTNOSTÍ

Polymery jsou organické látky původu přírodního (např. kaučuk vyrobený z latexu kaučukovníku brazilského) nebo syntetického (např. PVC vyrobené z ropy či uhlí), obsahující ve svých molekulách většinou atomy uhlíku, vodíku a kyslíku, často dusíku, chloru i jiných prvků. Pro polymery jsou typické velké molekuly, tzv. *makromolekuly*, v nichž se jako článek v řetězu mnohokrát opakuje základní *konstituční jednotka* „*mer*“. Řecká předpona „*poly*“ znamená mnoho nebo více, tedy *polymer* znamená látku složenou z několika merů.



Polymery se vyskytují ve formě výrobku prakticky v tuhém stavu, ale v určitém stádiu zpracování ve stavu kapalném, dovolujícím udělit budoucímu výrobku nejrůznější tvar. Dělíme je na **plasty a elastomery**, jak názorně ukazuje Obr. 12.1.



Obr. 12.1.: Základní klasifikace polymerů z hlediska jejich chování za běžné a zvýšené teploty (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

12.1 Rozdělení a charakteristika polymerů

Plasty jsou polymery, u nichž vnější namáhání způsobuje deformace převážně nevratného (trvalého) charakteru. Za běžných podmínek jsou většinou tvrdé, často i křehké. Podle chování při zahřívání je dělíme dále na *termoplasty* a *reaktoplasty* (viz Obr. 12.1).



Elastomery, jak název napovídá, je vysoce pružný (elastický) materiál s nízkou tuhostí, který můžeme za běžných podmínek malou silou značně deformovat bez porušení. Tato deformace je převážně vratná. Typickým představitelem jsou kaučuky, z nichž se vulkanizací (řidkým zesílením, nejčastěji sírou) vyrábí *pryže* – vysoce pružný materiál, odolný trvalé deformaci.

Termoplasty jsou materiály, které při zahřívání měknou (přechází do plastického stavu) a lze je tvářet. Do oblasti taveniny přechází zahřátím nad teplotu tání. Zpětným ochlazením pod tuto teplotu přechází opět do tuhého stavu. Při zahřívání neprobíhá chemická reakce a během zpracování se nemění jejich chemická struktura. Změny, kterými materiál prochází, mají pouze fyzikální charakter a proces měknutí a tuhnutí je vratný (lze jej teoreticky opakovat do nekonečna). Termoplasty mohou být amorfní i semikrystalické.

Typickými představiteli jsou *polyethylen (PE)*, *polypropylen (PP)*, *polystyren (PS)*, *polyvinylchlorid (PVC)*, *polymethyl-methakrylát (PMMA)*, *polyoxymethylen (POM)* apod.

Reaktoplasty jsou materiály, které jsou tavitelné a tvarovatelné jen určitou dobu po zahřátí. Během dalšího zahřívání (nebo pomocí katalyzátorů) dochází k chemické změně, při které původní molekuly sesítují a od tohoto okamžiku se stávají netavitelné a nerozpustné. Chemická reakce způsobující vznik zesíťované struktury se nazývá **vytvrzování**. Je to nevratný proces a vytvrzený materiál nelze znovu tvarovat, svařovat ani převést do taveniny. Reaktoplast je amorfním polymerem. Výrobky z reaktoplastů se vyznačují vysokou chemickou a tepelnou odolností, tvrdostí a tuhostí. U reaktoplastů se produkt v nevytvrzeném stavu obvykle nazývá pryskyřice, např. *fenol-formaldehydová pryskyřice (PF)*, *epoxidová pryskyřice (EP)*, *polyesterová pryskyřice (UP)* apod.

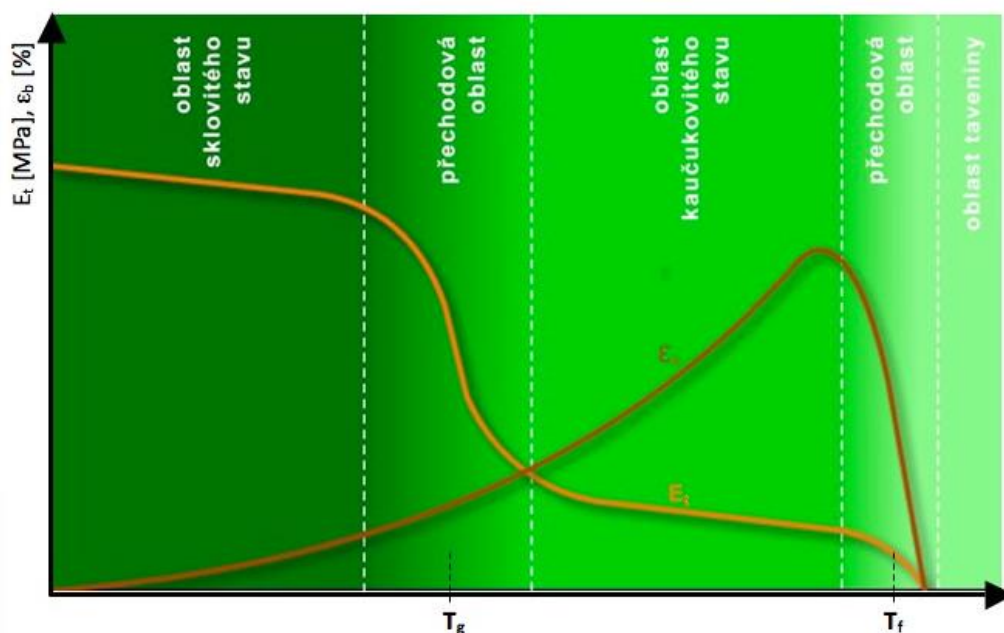
Termoplastické elastomery (TPE) jsou vlastnostmi velmi podobné pryžím. Jejich *struktura je tvořena tvrdými a měkkými segmenty*. Měkké segmenty jsou tvořeny elastomery, tvrdé segmenty termoplasty, které vytváří uzly sítě. Termoplastické elastomery mají zesíťovanou strukturu. Zvyšováním teploty přechází na rozdíl od pryže do tekutého stavu a mohou se zpracovávat obdobně jako termoplasty. Hlavní rozdíl mezi TPE a pryžemi je dán rozdílem ve vlastnostech uzlů sítě, které jsou u pryže (po vulkanizaci kaučuku) chemické povahy, zatímco u TPE jsou povahy fyzikální a vytváří je obvykle určité množství nemísitelných termoplastických segmentů rozptýlených ve spojitě elastomerní fázi. Termoplastické elastomery nedosahují sice takových elastických vlastností jako pryže, jejich výhodou je ale možnost vstřikování na běžných strojích určených pro termoplasty a také možnost jejich opětovného zpracování (recyklace).

12.2 Přechodové teploty polymerů



Polymerní materiály se v závislosti na teplotě mohou nacházet v tuhém nebo kapalném stavu (neplatí pro sesíťované polymery: reaktoplasty, pryže, které jsou netavitelné). U polymerů neexistuje plynný stav, neboť velikost makromolekul způsobuje, že jejich bod varu je ve všech případech vyšší, než je teplota rozkladu (degradace polymeru). Na rozdíl od nízkomolekulárních látek (např. vody, lihu apod.) je pro polymery charakteristický ještě přechodový stav, tzv. stav kaučukovitý, mezi stavem sklovitým (tuhým) a kapalným.

Vlastnosti polymerů jsou tedy podobně jako jiné materiály závislé na teplotě. V určité oblasti teplot se ale tyto změny zrychlují a mohou se měnit dokonce skokem. Takové oblasti se nazývají *přechodovými teplotami* a v závislosti na teplotě se polymer může nacházet ve stavu sklovitém, kaučukovitým nebo kapalném.



Obr. 12.2.: Charakteristická závislost modulu pružnosti (E_t) a celkové tažnosti (ϵ_b), resp. poměrného prodloužení při přetržení na teplotě u amorfního termoplastu (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

U amorfních termoplastů jsou charakteristickými přechodovými teplotami **teplota skelného přechodu (T_g)**, označována také jako teplota zeskenění a **teplota viskózního toku (T_f)**. Pod teplotou skelného přechodu se termoplast nachází ve sklovitém stavu, nad ní ve stavu kaučukovitém (viz obr. 2). Pod teplotou skelného přechodu je polymer tvrdý a křehký a má vysoký modul pružnosti. V přechodové oblasti v okolí T_g se vlastnosti amorfního termoplastu mění skokem a polymer nabývá kaučukovitou pružnost, např. modul pružnosti (E) poklesne přibližně o tři řády. S dalším nárůstem teploty ztrácí amorfní termoplast v teplotní oblasti charakterizované teplotou viskózního toku (T_f) kaučukovitě elastické vlastnosti. V této oblasti modul pružnosti klesá skokem na nulovou hodnotu a polymer se mění ve vysoce viskózní tok, taveninu. Nad teplotou T_f se nachází oblast zpracovatelnosti amorfních termoplastů technologickými postupy, jako je vstřikování, vytlačování apod.

Vzhledem ke skutečnosti, že k největším „skokovým“ změnám vlastností u amorfních termoplastů dochází v oblasti skelného přechodu, je teplota zeskenění považována za teoretickou hranici použitelnosti amorfních termoplastů, pokud nejsou mechanicky namáhány. Při jejím překročení dochází k samovolné deformaci vyrobeného dílu a ztrátě jeho funkčnosti. Z praktických důvodů volíme ovšem horní použitelnou teplotu asi o (10 až 20) °C nižší. Maximální teplotu je však nutno volit vždy s přihlédnutím ke způsobu namáhání dílu a k době působení teplotního zatížení.

Sesíťované amorfní polymery (reaktoplasty, pryže) se chovají ve srovnání s amorfními termoplasty odlišně. Tuhá síť chemických vazeb vylučuje přesuny makromolekul jako celku (materiály nelze roztavit). Proto můžeme při zvyšování teploty nalézt jen náznak kaučukovité pružnosti, která se projeví

v přechodové oblasti zeskenění a to jen velmi nepatrnou změnou v závislosti na hustotě zesíťení. Modul pružnosti takového polymeru má proto nad T_g stále relativně vysokou hodnotu, která zůstává víceméně konstantní až do teploty rozkladu.

Přechod mezi jednotlivými stavy je pozvolný (často v rozmezí desítek °C). Typické příklady přechodových teplot polymeru jsou uvedeny v tab. 12.1, Tab. 12.2

Tab. 12.1.: Typické hodnoty přechodových teplot zeskenění (T_g) a tání (T_m) vybraných termoplastů (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

Polymer	Struktura	Název	Zkratka	T_g [°C]	T_m [°C]
TERMOPLAST	semikrystalické	Polyethylen nízkohustotní	PE-LD	-120	105 + 115
		Polyethylen vysokohustotní	PE-HD	-120	130 + 135
		Polypropylen	PP	-15	160 + 170
		Polyoxymethylen	POM	-50	165 + 185
		Polyamid 6	PA-6	50	215 + 225
		Polyamid 66	PA -66	50	250 + 260
		Polyethyltereftalát	PET	75	250 + 260
		Polybutyltereftalát	PBT	75	225 + 230
		Polytetrafluorethylen	PTFE	125	340 + 345
		Polyetheretherketon	PEEK	145	335 + 345
	amorfní	Neměkčený polyvinylchlorid	PVC-U	85	-
		Standardní polystyren	PS-GP	95	-
		Akrylonitril-butadien-styren	ABS	105	-
		Styren-akrylonitril-akrylát	SAN	105	-
		Akrylonitril-styren-akrylát	ASA	100	-
		Polymethylmetakrylát	PMMA	110	-
		Polykarbonát	PC	150	-
		Polysulfon	PSU	190	-
		Polyimid	PI	>400	-

Tab. 12.2.: Typické hodnoty přechodových teplot zeskenění (T_g) a tání (T_m) vybraných elastomerů a reaktoplastů (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

VULKANIZOVANÝ ELASTOMER	amorfní	Přírodní kaučuk	NR	-70	-
		Butadien-styrenový kaučuk	SBR	-50	-
		Isoprenový kaučuk	IIR	-55	-
		Butylkaučuk	IIR	-75	-
		Chloroprenový kaučuk	CR	-40	-
		Ethylen-propylen-dién-terpolymer	EPDM	-60	-
		Silikonový kaučuk	Q	-85	-
		REAKTOPLAST	amorfní	Epoxidová pryskyřice	EP
Fenol-formaldehydová pryskyřice	PF			>150	-
Novolaková epoxidová pryskyřice				>125	-
Polyesterová pryskyřice	UP			>60	-

12.3 Navlhavost polymerů

Navlhavost je obecně schopnost látek přijímat vlhkost z okolního prostředí. Jedná se o dlouhodobý proces, který probíhá do té doby, než je dosaženo tzv. rovnovážného stavu, kdy vlhkost látky, potažmo polymeru, odpovídá relativní vlhkosti okolního prostředí. Nejedná se tedy o materiálovou konstantu. Doba, po kterou bude polymer navlhat, závisí především na jeho chemickém složení, relativní vlhkosti a teplotě okolí i tloušťce polymerního dílu.



Důsledkem navlhavosti polymerů je:

- pokles meze pevnosti a modulu pružnosti,
- zvýšení houževnatosti a tažnosti,
- zhoršení elektrických izolačních vlastností,
- zhoršení odolnosti materiálu vyšším teplotám,
- pokles pevnosti svarového spoje,
- zvětšení rozměrů výrobku apod.

Vlastnosti polymerů závisí tedy mimo doposud uvedených vlivů také na obsahu vlhkosti. Před zpracováním jsou polymery zbaveny absorbované vlhkosti (< 0,2 až 0,3 hm. %), neboť přítomnost vody se projevuje zhoršováním kvality výrobku (vznikají vlhkostní šmouhy nebo vzduchové bubliny), ale také poklesem mechanických vlastností v důsledku štěpení makromolekul vodou při zvýšené teplotě. Výrobky zkoušené bezprostředně po vyrobení mají vlastnosti, které odpovídají vlastnostem materiálu v suchém stavu. Během jejich užívání materiál přijímá vlhkost z okolního prostředí a tím např. snižuje svoji pevnost. Proto je vhodné pro hodnocení „skutečných“ vlastností dílů tyto kondicionovat. Kondicionací rozumíme proces, který směřuje k tomu, aby díl (vzorek) byl uveden do rovnovážného stavu ve vztahu k teplotě a vlhkosti okolí, při které je používán. Za běžných podmínek se např. navlhavé plasty kondicionují při standardním prostředí 23/50 (teplota 23 °C, relativní vlhkost okolí 50 %) po dobu min. 88 hodin (není-li uvedeno jinak). Některé polyamidy a výrobky o tloušťce > 2 mm vyžadují delší dobu kondicionace. Tu lze také urychlit v klimatizačních komorách za zvýšené teploty a relativní vlhkosti prostředí.

12.3.1 Stanovení vlhkosti

K měření vlhkosti polymeru lze přistoupit několika způsoby. Jedním z nich je analytická titrační metoda podle K. Fischera. Tato metoda je sice velmi přesná, ale zdloouvá. V technické praxi se uplatňují dále uváděné metody.

12.3.1.1 Stanovení vlhkosti pomocí halogenového analyzátoru

Metoda pracuje na termogravimetrickém principu, kdy vlhkost materiálu je stanovena na základě úbytku hmotnosti při jeho zahřívání. Nepřesnost této metody spočívá v tom, že při ohřevu polymeru se z něho mohou uvolňovat i některé nízkomolekulární látky, které metoda zahrnuje do vyhodnocení spolu

s obsahem vody. Výhodou halogenového analyzátoru je rychlost zahřívání, neboť halogenový modul potřebuje kratší dobu pro dosažení maximálního topného výkonu než např. infračervený modul.

12.3.1.2 Sonda s vyhodnocovacím přístrojem

Metoda pracuje na principu měření rovnovážné vlhkosti. Zařízením se měří vlhkost nasycených par mezi granulemi v sušárně. Přístroj měří v % relativní vlhkosti, a pokud chceme znát skutečnou vlhkost v % obsahu vody polymeru, je nutné do vyhodnocovacího přístroje zadat příslušnou sorpční křivku pro daný materiál. Nevýhodou této orientační (nepřesné) metody je potřeba znalosti sorpčních křivek polymerů, které jsou pro přesné vyhodnocení vázány na příslušné složení materiálu.

12.3.1.3 Zařízení aquatrac

Jedná se o nejpřesnější komerčně nabízené řešení stanovení vlhkosti polymerů, jehož princip spočívá ve vyhodnocení změny tlaku vodíku, který vzniká reakcí vody, vypařené za vakua ze zahřátého polymeru, s činidlem. Při vypařování vody z polymeru se v důsledku reakce s činidlem zvyšuje tlak a jeho změna je přímo úměrná uvolněnému množství vody. Průběh reakce je urychlen současným působením vakua. Měření probíhá za vyloučení všech rušivých vlivů, jako je např. vlhkost vzduchu.

12.4 Hustota polymerů



Hustota materiálu je fyzikální vlastnost, která ovlivňuje hmotnost dílu a jeho mechanické chování při zatěžování (např. pevnost, pružnost, houževnatost apod.). Hustota polymerů je mnohem menší než u kovů, proto jsou v řadě případů kovové díly nahrazovány plastovými, avšak pouze v těch případech, kde to jejich vlastnosti umožňují (např. některé díly v části motoru nebo v interiéru vozidla apod.). Hustota polymerů obecně závisí na *chemickém složení, druhu a množství přísad, na stupni krystalinity* nebo také *na hustotě zesítnění*. Velmi často se tedy používá k ověření kvality materiálu.

Většina nelehčených polymerů má hustotu v rozmezí od 1000 kg/m³ do 1500 kg/m³, polymery, které obsahují jako plnivo skelná vlákna, mají hustotu až 2000 kg/m³. Největší hustotu vykazují fluoroplasty až 2300 kg/m³. Jsou však také polymery, jako např. PE, PP, které jsou dokonce lehčí než voda.

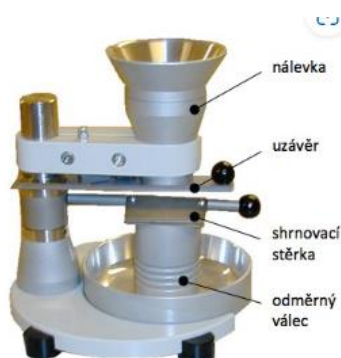
Hustotu nelehčených polymerů lze stanovit několika způsoby. Nejběžnější metodou v technické praxi je tzv. **imerzní metoda**. Podstatou metody je vážení vzorku o daném objemu (V) na vzduchu (m_{S,A}) a v imerzní kapalině (m_{S,IL}), která je v kádince na podstavci. Hustota zkušebního vzorku při standardní teplotě okolí se pak na základě stanovených hmotností a hustoty imerzní kapaliny (ρ_{IL}) určí dle rovnice:

$$\rho_s = \frac{m_{S,A}}{V} = \frac{m_{S,A} \cdot \rho_{IL}}{m_{S,A} - m_{S,IL}} \quad [\text{g/cm}^3]$$

Jako imerzní kapalina postačí zpravidla destilovaná voda, pouze u polymerů s hustotou nižší než je hustota vody se použije imerzní kapalina o nižší hustotě, která polymery chemicky nenapadá.

V případě lehčených polymerů a lisovacích hmot je obvyklé, že se stanovuje tzv. **sypná hmotnost**, která je limitujícím ukazatelem při odhadu objemu lisovací hmoty, který je nutno při jejich zpracování znát. Je to hmotnost objemové jednotky vyjádřená v jednotkách g/ml a stanovuje se pomocí vah a jednoduchého zkušebního zařízení, které je složeno z odměrného válce a nálevky (viz Obr. 12.3). Do nálevky umístěné ve svislé poloze s uzavřeným ústím se vsype předepsané množství práškového nebo granulovaného materiálu, následně se odstraní uzávěr ve tvaru desky a materiál se nechá volně sypat do odměrného válce o daném objemu (V), jehož osa je shodná s osou nálevky. Po naplnění odměrného válce je přebytek materiálu z horní části odstraněn shrnovací stěrkou a obsah odměrného válce se zváží (m). Sypná hmotnost zkoušené lisovací hmoty se vypočítá dle rovnice (5):

$$\frac{m}{V} \text{ [g/ml]}$$



Obr. 12.3.: Zkušební zařízení pro stanovení sypné hmotnosti

(převzato

z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

12.5 Mechanické vlastnosti polymerů

Mechanické charakteristiky základních mechanických vlastností lze rozdělit podle různých hledisek na krátkodobé, dlouhodobé, statické nebo dynamické, tahové, tlakové, ohybové, smykové nebo ty, které jsou zjišťovány při namáhání v krutu.



Při namáhání zkušebních těles dochází k jejich deformaci. Tělesa mění tvar v důsledku působení vnější síly. V případě, že se těleso vrátí do původního tvaru, mluvíme o **pružné (elastické) deformaci**. V případě, že tvar tělesa se po odstranění působící síly již do původního stavu nevrátí, mluvíme o tzv. **plastické (trvalé) deformaci**. V praxi se vyskytují většinou oba druhy deformace současně, **pružno plastické deformace**.

U polymerů je deformační chování vzhledem k jejich struktuře složitější. Na vnější namáhání reagují tak, že deformace obsahují vždy složku pružnou

i plastickou a navíc ještě **deformaci zpožděně elastickou (viskoelastickou)**. Tento průběh si můžeme velmi jednoduše vyzkoušet u houževnatých polymerů. Pokud těleso z uvedeného materiálu podrobíme za standardní teploty stálému zatížení, pozorujeme jeho rostoucí deformaci, přičemž rychlost deformace s časem klesá. Říkáme, že dochází k tzv. tečení za studena. Odborně se této vlastnosti říká **kríp**. Z tohoto jednoduchého testu je zřejmé, že **celková deformace polymerů je časově závislá**. Můžeme tedy říci, že při krátkodobém zatěžování se polymer chová jako tuhý a pevný materiál, zatímco při dlouhodobém zatěžování je jeho deformace větší a materiál je poddajný (tvárný, plastický).

12.5.1 Tahové vlastnosti polymerů

Tahové charakteristiky materiálu jsou jeho nejzákladnějšími mechanickými charakteristikami. Jestliže je zkušební těleso vystaveno jednoosému namáhání v tahu, je možné průběh deformace, resp. poměrného prodloužení v závislosti na normálovém napětí sledovat pomocí **deformační křivky** (viz Obr. 2.4), která poskytuje důležité informace o vlastnostech materiálu. Tato závislost je určována experimentálně. Zkušební těleso je uchyceno do čelistí zkušebního stroje a na těleso je nasazen průtahoměr. Během zkoušky se zaznamenává závislost působící síly (F), resp. napětí (snímané dynamometrem) na poměrném prodloužení zkušebního vzorku (snímané průtahoměrem), případně na jmenovitém poměrném prodloužení, určeném z pohybu příčnicku zkušebního stroje (používá se u tvárných materiálů). Pro výpočet **smluvního napětí** (σ), **poměrného (relativního) prodloužení** (ε), resp. **jmenovitého poměrného prodloužení** (ε_t) platí následující rovnice:

$$\sigma = \frac{F}{S_0} \text{ [MPa]}$$
$$\varepsilon = \frac{\Delta L_0}{L_0} \cdot 100 \text{ [%]} \quad (7) \quad \varepsilon_t = \frac{L_t}{L} \cdot 100 \text{ [%]}$$

kde F je velikost působící síly [N], S_0 je původní průřez zkušebního tělesa [mm^2], L_0 je počáteční měřená délka zkušebního tělesa [mm], ΔL_0 je zvětšení počáteční měřené délky [mm], L je upínací vzdálenost mezi čelistmi [mm] a L_t je zvětšení upínací vzdálenosti mezi čelistmi [mm].

Tvar a rozměry zkušebních těles jsou přesně definovány normou pro konkrétní materiál. Většinou se však používají tělesa tvaru *oboustranných lopatek*, takzvaných osmiček, která umožňují dostatečně pevné uchycení vzorku v čelistech, a napětí je přitom koncentrováno do zúžené části vzorku (viz obr. 63). Pro sledování tahových vlastností kaučuků lze použít také zkušební tělesa ve tvaru kroužků. Pro fólie či desky lze použít pásky.

Z deformační křivky určujeme **pevnostní charakteristiky** jako je mez pevnosti, napětí na mezi kluzu a napětí při přetržení. Značení jednotlivých charakteristik,

keré je použito v textu, vychází z mezinárodního předpisu pro plasty. Elastomery používají jiná značení, ale význam těchto charakteristik je shodný.

12.5.1.1 Mez pevnosti (σ_m)

Jedná se o maximální napětí v tahu, které odpovídá největší síle (F_{max}) naměřené v průběhu zkoušky vztahované k průřezové ploše vzorku (S_0). Mez pevnosti nemusí vždy souhlasit s napětím v okamžiku porušení zkušebního tělesa. Jeho hodnota se u plastů pohybuje při standardní teplotě okolí v rozmezí od 15 MPa do 100 MPa (u vyztužených plastů až do 170 MPa), u běžných elastomerů pak v oblasti od méně než 7 MPa do přibližně 28 MPa. Hodnota meze pevnosti je stanovena na základě rovnice:

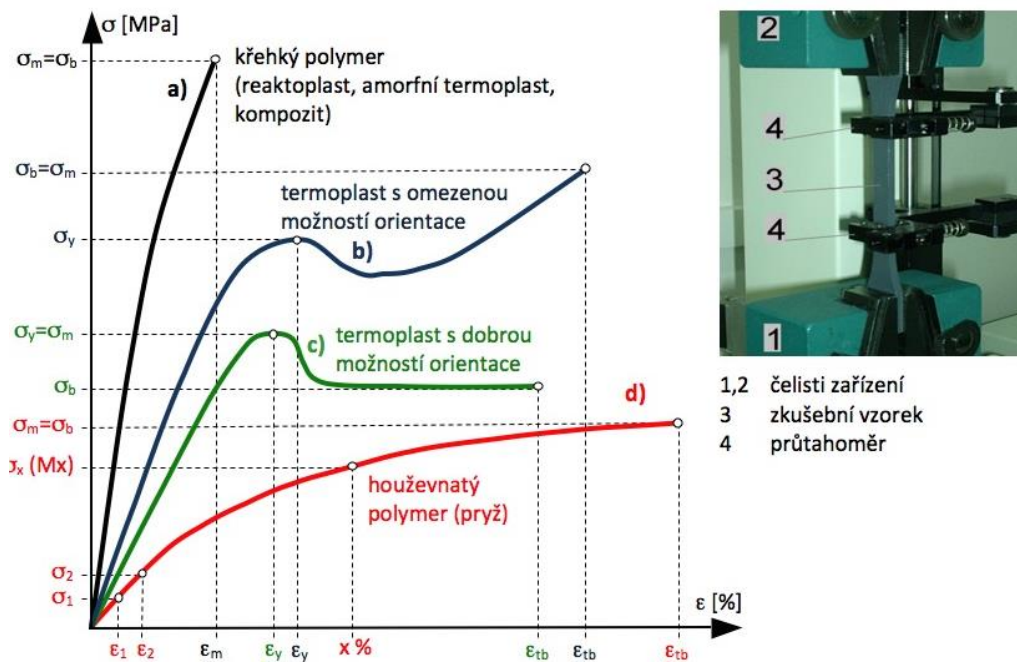
$$\sigma_m = \frac{F_{max}}{S_0} \text{ [MPa]}$$

12.5.1.2 Napětí na mezi kluzu (σ_y)

Napětí, při kterém začíná vznikat plastická (trvalá) deformace a začíná se tvořit tzv. krček (viz Obr. 12.4), který se dále s rostoucím napětím rozšiřuje. Napětí na mezi kluzu považujeme za horní hranici přípustného napětí při provozu součásti, neboť jejím překročením vznikají velké trvalé deformace.

12.5.1.3 Napětí při přetžení (σ_b)

Napětí, kdy dojde k porušení zkušebního tělesa. U křehkých polymerů (např. amorfních termoplastů, reaktoplastů a kompozitů) může být shodné s napětím na mezi pevnosti.



Obr. 12.4.: Typické deformační křivky polymerů v tahu a detail uchycení tělesa v čelistech zařízení pro tahové zkoušky

(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

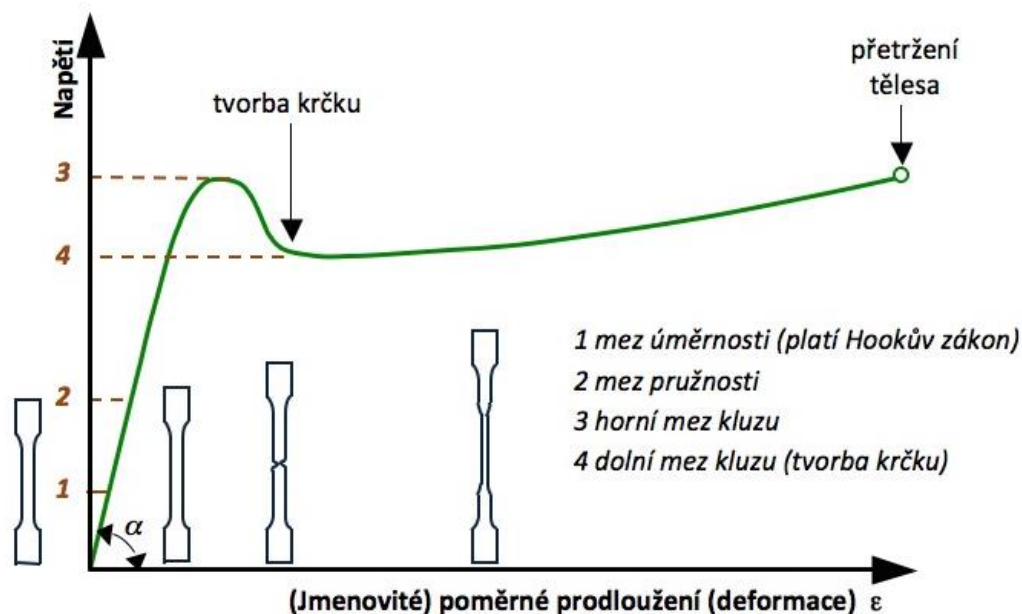
12.5.2 Modul pružnosti

Modul pružnosti vyjadřující jeho tuhost zkoušeného materiálu na dohodnutém zkušebním tělese (resp. jeho deformovatelnost při sledovaných hladinách napětí v tahu, tlaku, ohybu, atp.). Čím vyšší hodnota modulu pružnosti je, tím vyšší je jeho tuhost. Hodnota modulu pružnosti (E) se stanovuje z deformačních křivek (viz Obr. 2.4, Obr. 2.5) v oblasti, kde je patrná lineární závislost napětí (σ) na poměrném prodloužení (ε). Pro tuto oblast platí tzv. **Hookův zákon**, který říká, že deformace je přímo úměrná napětí materiálu. Popisuje tedy pružnou deformaci materiálu působením malých sil, která po odlehčení vymizí. Bod na křivce, kde končí oblast hookovského chování, se označuje jako **mez úměrnosti**. S rostoucím zatížením, ve kterém je zahrnuta pružná i plastická deformace, dochází k zakřivení tahové křivky. Místo, do kterého je deformace vratná, se označuje **jako mez pružnosti**. Za tímto bodem dochází i při nepatrném zvýšení napětí k velké deformaci, nastává plastická (trvalá) deformace. Nastává mez kluzu. Pokud za tímto bodem dojde k poklesu napětí, hovoříme o horní mezi kluzu, zatímco minimum na pokračující křivce se definuje jako dolní mez kluzu. U semikrystalických polymerů dochází za dolní mezí kluzu k opětovnému nárůstu napětí až do určitého maxima, kdy dojde k přetržení zkušebního tělesa nebo k porušení soudružnosti doprovázené poklesem napětí a lomem. V případě křehkých polymerů dochází k lomu těsně za mezí pružnosti, při relativně nízkých deformacích. Hookův zákon je vyjádřen rovnicí:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \Rightarrow E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \text{ [MPa]}$$

Úpravou Hookova zákona lze vypočítat modul pružnosti. Pokud bychom jej chtěli vyjádřit graficky, jedná se o směrnici lineární části deformační křivky, resp. tangentu úhlu alfa (viz Obr. 12.5). Viskoelastické chování plastů způsobuje u tahových vlastností nelineární průběh deformační křivky i v její počáteční oblasti. Tento efekt je zřejmý zejména u houževnatých polymerů. Proto měření modulu pružnosti v tahu (E_t) vychází u polymerů ze dvou hodnot napětí (σ_1, σ_2), které odpovídají hodnotám poměrného prodloužení $\varepsilon_1=0,05 \%$ a $\varepsilon_2=0,25 \%$ a velmi často bývá nazýván jako **sečný modul pružnosti**:

$$E_t = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \text{ [MPa]}$$

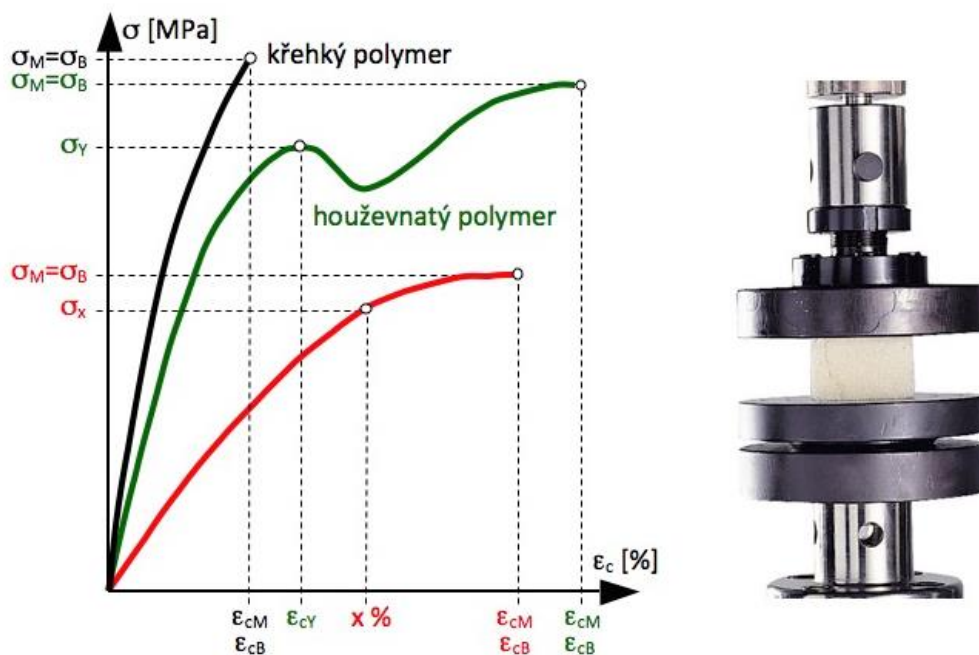


Obr. 12.5.: Typická deformační křivka polymerů v tahu s vyznačením základních mezí a schématem deformací zkušební tělesa v průběhu tahové zkoušky

(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

12.5.3 Tlakové vlastnosti polymerů

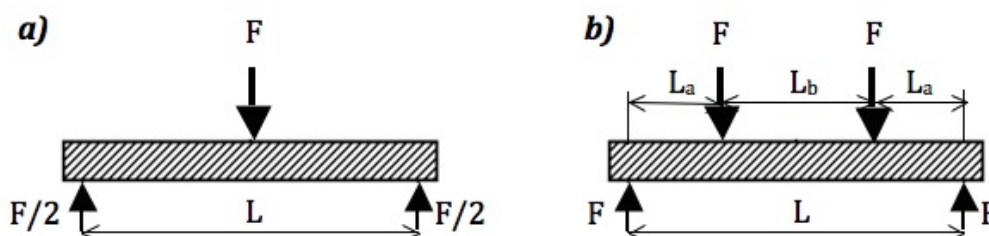
Odolnost polymerů vůči tlakovému namáhání je vyjadřována mechanickými charakteristikami, které jsou zjišťovány při namáhání zkušebních těles tlakovou silou. Zkušební těleso ve tvaru válce, trubky, pravoúhlého hranolu nebo kolečka (pro případ elastomerů) je položeno mezi dvě tlačné desky a během jejich stlačení je zaznamenáván grafický záznam napětí-poměrné stlačení (viz Obr. 12.6). U tvrdých, tuhých a křehkých polymerů roste napětí rovnoměrně až do okamžiku meze pevnosti v tlaku (σ_M). Za mezí pevnosti dochází k destrukci (rozdrcení) materiálu, obvykle se objevují povrchové trhliny, které však nemusí znamenat velkou deformaci anebo porušení celkové soudružnosti. Mez pevnosti v tlaku (σ_M) může být také totožná s napětím v tlaku při porušení (σ_B). Průběh tlakové křivky houževnatých a měkkých polymerů vykazuje pozvolnější nárůst napětí s mezí kluzu (σ_V), nad kterou dochází k plastické (trvalé) deformaci bez viditelné destrukce. Zkoušené těleso je prostoupeno mikrotrhlinami, které vznikají přemísťováním materiálu. V případě polymerů, u kterých nedochází při tlakové zkoušce k jejich porušení (např. polystyren) je stanovena smluvní mez pevnosti (σ_x), která odpovídá dohodnuté (smluvní) poměrné deformaci (ϵ_x). Mechanické charakteristiky v tlaku se vyhodnocují analogicky jako u tahové zkoušky (indexují se však velkými písmeny, např. σ_M namísto σ_m atd.).



Obr. 12.6.: Typické deformační křivky polymerů v tlaku a detail tělesa mezi tlačnými deskami (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

12.5.4 Ohybové vlastnosti polymerů

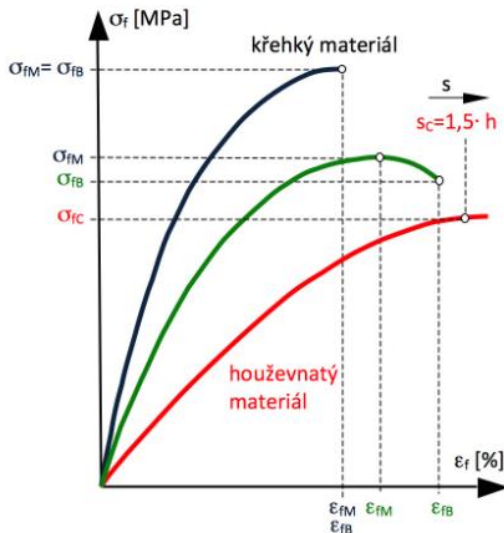
Ohybové charakteristiky polymerů jsou důležité při namáhání polymerních dílů v ohybu, což je velice časté namáhání plastů (nosníky, střešní konstrukce z laminátů, obkladové materiály a další). Elastomery a lehčené (pěnové) polymery nejsou obecně v ohybu dostatečně tuhé, aby unesly významné zatížení, proto se ohybové testy u nich používají jen zřídka nebo vůbec. K ohybovým zkouškám se používají tělesa ve tvaru hranolu, která se umístí na dvě podpěry v předepsané vzdálenosti (L). Síla působící na těleso potom působí uprostřed mezi podpěrami (tříbodový ohyb) anebo je rozdělena na dvě stejné velké síly působící v určité vzdálenosti od podpěr (čtyřbodový ohyb), viz Obr. 12.7. Čtyřbodový ohyb je používán pro velké a tlustostěnné vzorky.



Obr. 12.7.: Zatěžování ohybem (a) tříbodový ohyb; b) čtyřbodový ohyb (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

Typické křivky napětí-deformace v ohybu pro plasty jsou znázorněny na Obr. 12.8. Pevnost v ohybu (σ_{fM}) se spočítá z maximálního ohybového momentu ($M_{o,max}$) a průřezového modulu (W_o) dle rovnice:

$$\sigma_{fM} = \frac{M_{o,max}}{W_o} \text{ [MPa]}$$



Obr. 12.8.: Typické deformační křivky polymerů v ohybu a detail zatěžování zkušebního tělesa (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

12.5.5 Tvrdost polymerů

Tvrdost polymeru je důležitou mechanickou charakteristikou, která vyjadřuje odpor jeho povrchu vůči vnikání jiného, tvrdšího materiálu. Nejvyšší tvrdost u polymerů vykazují reaktoplasty, nejnižší kaučuky (v závislosti na hustotě zesílení, množství a typu přísad). Principem měření tvrdosti je vtlačování vnikacího tělíska (indentoru) různého tvaru (kuličky, kužele) předepsanou silou do povrchu zkoušeného materiálu. **Měří se hloubka vniknutí tělíska do polymeru po definované době a zpravidla při zatížení**, protože v materiálu při odlehčení nelze deformaci měřit (dochází k elastickému zotavení). V tom spočívá rozdíl v měření tvrdosti u kovů a polymerů, které vykazují značný podíl pružné deformace (zejména elastomery). U kovů se důsledek vniknutí tělesa měří zpravidla až po ukončení zatížení (tedy po odlehčení), protože podíl pružné deformace zde nehraje roli. Kovy vykazují typickou trvalou (plastickou) deformaci. U polymerů je tedy ve výsledku zahrnuta jak deformace plastická, tak deformace elastická.

Pro měření tvrdosti polymerů je potřeba zvolit vhodnou zkušební metodu. V technické praxi se nejčastěji používají následující metody, které se mezi sebou liší nejen v tvaru vnikajících tělísek a jejich materiálu, ale také velikostí a dobou zatížení či způsobem jejich aplikace.

12.5.5.1 Metoda vtlačování kuličky

Principem metody je vtlačování kuličky o průměru 5 mm (vyrobené z kalené oceli) do zkušební tělesa. Zkoušené těleso se nejprve definovaně zatíží počátečním zatížením (9,8 N) a následně se aplikuje přídatné zatížení ($F_m = 49 \text{ N}, 132 \text{ N}, 358 \text{ N}$ nebo 961 N) tak, aby výsledná hloubka vtlačení (h) byla v rozsahu 0,15 mm až 0,35 mm, zajišťující stejný povrchový tlak. Tvrdost vtlačení kuličky (H) se potom stanoví na základě hloubky vtlačení odečtené po 30 s dle následující rovnice, tj. z rozdílu hloubky vtlačení při počátečním zatížení a následně po 30 s aplikace přídatného zatížení.

$$H = 0,0535 \cdot \frac{F_m}{h - 0,46} \text{ [-]}$$

12.5.5.2 Metoda podle Rockwella (R, L, M, E)

Principem metody je vtlačování kuličky různých průměrů (R: 12,7 mm, L a M: 6,35 mm, E: 3,175 mm) do zkušební tělesa. Zkoušené těleso se nejprve definovaně zatíží počátečním zatížením (98 N) po dobu 10 s, čímž se získá definovaný kontakt mezi kuličkou a vzorkem. Následně se aplikuje přídatné zatížení po dobu 15 s ($F_m = 588,4 \text{ N}$ pro stupnic R a L nebo $980,7 \text{ N}$ pro stupnici M a E), po jehož opětovném odstranění se stanoví hloubka vtisku (h), ze které se počítá tvrdost podle Rockwella (HR) dle rovnice:

$$HR = 130 - \frac{h}{0,002} \text{ [-]}$$

12.5.5.3 Metoda Rockwell α

Principem metody je vtlačování kuličky o průměru 12,7 mm do zkušební tělesa, ale na rozdíl od metody stanovení tvrdosti podle Rockwella se hloubka vtlačení měří při celkovém zatížení (nikoliv po odlehčení). Velikost přídatného zatížení (F_m) je 588,4 N. Stanoví se dle rovnice.

$$HR\alpha = 150 - \frac{h}{0,002} \text{ [-]}$$

12.5.5.4 Metoda Shore

Metoda Shore patří k nejrozšířenějším metodám měření tvrdosti polymerů v průmyslové praxi. Princip metody spočívá ve vtlačování hrotu tvaru komolého kužele-metoda **Shore A** nebo kužele s kulatým vrchlíkem-metoda **Shore D** do

povrchu měřeného polymeru silou vyvozenou tlakem ocelové pružiny (viz obr. 78). Metoda Shore A se používá pro měkké polymery (velikost přitlačné síly je 10 N) a metoda Shore D se používá pro tvrdší polymery (velikost přitlačné síly je 50 N). Hloubka vtlačení slouží jako míra tvrdosti, přičemž tvrdost Shore je definována na stupnici 0 až 100. Pokud tvrdoměr Shore A ukáže hodnotu vyšší než 90, použije se tvrdoměr Shore D a naopak, pokud tvrdoměr Shore D ukáže hodnotu nižší než 20, použije se tvrdoměr vhodný pro měkké polymery typu Shore A.

12.5.5.5 Metoda IRHD

Metoda IRHD (International Rubber Hardness Degrese) je založena na vtlačování ocelové kuličky do zkušebního tělesa a je alternativní metodou k metodě Shore A. Používá se pro stanovení tvrdosti elastomerů nebo měkčených termoplastů, např. pryží, termoplastických elastomerů, měkčeného polyvinylchloridu (PVC-P) apod. Rozsah této metody je 10 IRHD až 100 IRHD. Podle očekávané tvrdosti polymeru se zvolí vhodná metoda a zatížení:

metoda N: standardní zkouška, průměr kuličky 2,5 mm a velikost přídavného zatížení 5,4 N, vhodná pro polymery s tvrdostí v rozsahu 35 IRHD až 85 IRHD, případně 30 IRHD až 95 IRHD,

metoda H: pro vysoké tvrdosti v rozsahu 85 IRHD až 100 IRHD, průměr kuličky 1 mm a velikost přídavného zatížení 5,4 N,

metoda L: pro nízké tvrdosti v rozsahu 10 IRHD až 35 IRHD, průměr kuličky 5 mm a velikost přídavného zatížení 5,4 N,

metoda M: jedná se o mikrotvrdost, umožňující zkoušení tenkých a malých zkušebních těles, průměr kuličky 0,395 mm a velikost přídavného zatížení 0,145 N. Metoda je vhodná pro polymery o tvrdosti v rozsahu 35 IRHD až 85 IRHD.

Přídavné zatížení je aplikováno po 5 s působení předběžného, kontaktního zatížení (0,3 N pro metodu N, H, L a 8,3 N pro metodu M). Hloubka vtlačení je odečtena po 30 s a je nepřímo úměrná tvrdosti polymeru. Pro naměřenou hodnotu hloubky vtlačení se z tabulek odečte odpovídající stupeň tvrdosti IRHD.

12.6 Tepelné vlastnosti polymerů

Pojem tepelné vlastnosti je poměrně široký a je možné sem zařadit celou škálu charakteristik polymerů, neboť téměř všechny jejich vlastnosti jsou na teplotě značně závislé.



12.6.1 Teplotní rozsah použitelnosti polymerů

Výběr polymerů pro konkrétní aplikace je omezen jejich teplotním rozsahem použitelnosti, kde si zachovávají své užité vlastnosti, či už z krátkodobého nebo dlouhodobého hlediska. Pryže a reaktoplasty jako sesíťené materiály jsou

z hlediska fyzikálních změn při zvýšených teplotách prakticky neměnné, pokud nezačne v důsledku zvýšené teploty docházet k chemickým změnám. U amorfních termoplastů lze za směrodatnou hodnotu považovat **teplotu skelného přechodu** (T_g), jejímž překročením dochází k samovolné deformaci součásti a u semikrystalických termoplastů **teplotu tání** (T_m) – viz **Obr. 2.2 a související oddíl 2.2**. V obou případech se však jedná pouze o teoretickou teplotní hranici použitelnosti, neboť ve skutečnosti je nutno přihlídnout ke způsobu, intenzitě a době jejího namáhání a také k prostředí, v němž je součást namáhána (např. kyslík a řada chemikálií tepelné stárnutí urychluje).

12.6.1.1 Mezní teplota použití

U plastů je z dlouhodobého hlediska jako horní teplota použití uváděna zpravidla teplota, při které si plast zachová minimálně 50 % svých typických vlastností po 10 000 (až 20 000) hodinách expozice. U termoplastických elastomerů je horní teplota použití ovlivněna typem termoplastu a u vulkanizovaných elastomerů (pryží) se jako horní teplota použití zpravidla uvádí teplota, při které si vulkanizát zachová minimálně 50 % počáteční tažnosti a meze pevnosti po 1008 hodinách (6 týdnech) expozice. Příklad mezních hodnot dlouhodobé použitelnosti polymerů je uveden v následující tabulce.

Tab. 12.3.: -Typické mezní hodnoty dlouhodobé použitelnosti polymerů
(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

	Polymer	Zkratka	Mezní teplota [°C]
Termoplast	Polyvinylacetát	PVAC	35
	Neměkčený polyvinylchlorid	PVC-U	60
	Vysokohustotní polyethylen	PE-HD	75
	Standardní polystyren	PS-GP	80
	Polyamidy	PA	80 + 120
	Polyoxymethylen	POM	90
	Polymethylmethakrylát	PMMA	90
	Polypropylen	PP	100
	Polybutylentereftalát	PBT	100
	Polykarbonát	PC	135
	Polytetrafluorethylen	PTFE	250
Reakto- plast	Aminoplasty		80 + 140
	Fenoplasty		100 + 150
	Epoxidové pryskyřice	EP	100 + 150
Vulkanizovaný elastomer	Přírodní kaučuk	NR	70
	Butadienový kaučuk	BR	80
	Butadien-styrenový kaučuk	SBR	80
	Chloroprenový kaučuk	CR	90
	Ethylen-propylenový kaučuk	EPM	120 + 140
	Akrylátový kaučuk	ACM	150 + 180
	Sílikonové kaučuky	Q	180 + 200
	Fluorouhlíkový kaučuk	CFM	200 + 230

12.6.1.2 Odolnost polymerů nízkým teplotám

Pokud jde o *odolnost polymerů směrem k nízkým teplotám* nelze ji jednoznačně vymežit bez uvažování ostatních podmínek namáhání. K jejímu stanovení se používá řada metod, které posuzují *křehnutí polymeru, změnu jeho tuhosti nebo rychlost zotavení* (s klesající teplotou polymer křehne, roste jeho tuhost a klesá rychlost zotavení). Z aplikačního hlediska jsou důležité především pro pryže, kde snižováním teploty dochází postupně k poklesu pružné i plastické složky deformace (v závislosti na chemické povaze kaučuku, složení plniv a vulkanizačního systému) a poklesem teploty pod T_g se pryž stává typickým tuhým materiálem bez trvalé (plastické) deformace s minimální pružnou deformací za působení vysokých napětí.

12.6.1.3 Odolnost polymerů vysokým teplotám

U plastů je pro stanovení míry jejich odolnosti zvýšeným teplotám používáno dvou metod (stanovení teploty měknutí podle **Vicata**, stanovení teploty průhybu při zatížení - metoda **HDT**). V obou dvou případech se stanovuje teplota, při které materiály začínají rychle měknout. Z výsledků však nelze usuzovat na skutečnou dlouhodobou odolnost materiálu zvýšeným teplotám v technické praxi, neboť při provozu součásti se podstatné faktory, jako jsou čas a podmínky zatížení, zpravidla liší od podmínek při zkouškách.

12.6.2 Degradace polymerů

Zvýšením teploty dochází u polymerů k jejich měknutí a případně k tání (zesíťované polymery roztavit nelze). Při dalším zvyšování teploty dochází již ke změně struktury polymeru, nastává jeho rozklad - **degradace** (zesíťované polymery degradují přímo jako tuhá látka, zatímco degradaci termoplastů předchází přechod do kapalného stavu – taveniny). Např. teplota tání polypropylenu (PP) se pohybuje v rozmezí (160 ÷ 170) °C, vstřikováním se zpracovává běžně při teplotách (200 ÷ 240) °C a začátek tepelného rozkladu nastává při teplotě ca. 260 °C.

Degradace polymeru je nevratný proces a probíhá podle tří schémat: některé polymery tzv. depolymerují, u jiných dochází k destrukci nebo k degradačnímu síťování.

- **Depolymerace** – štěpení polymerů na nízkomolekulární látky, případně monomer, aniž by se měnilo jejich chemické složení (typické pro PMMA, PTFE, PS, PA-6 ad.).
- **Destrukce** – rozštěpení libovolné vazby v řetězci, odštěpování nízkomolekulárních látek (např. vody, chlorovodíku, alkoholu), přičemž dochází ke změně chemického složení polymeru a k prudkému poklesu molární hmotnosti. Příkladem je např. polyvinylchlorid (PVC), který se rozkládá za vzniku chlorovodíku.
- **Degradační síťování** – převládá nad štěpnými reakcemi, např. při tepelném stárnutí pryží nebo v závěrečné fázi destrukce PVC.

12.6.3 Teplotní roztažnost polymerů

Teplotní roztažnost je jedna z nejvíce sledovaných vlastností polymerů. Bývá totiž o řád vyšší než u kovů (viz Tab. 2.4) a to velmi ovlivňuje konstrukci polymerních dílů, neboť je příčinou jejich rozměrových i objemových změn způsobených změnou teploty.

Teplotní roztažnost závisí zejména na:

- druhu polymeru a jeho struktuře (nejmenší bude u tuhých polymerů),
- typu a množství přísad (nejmenší bude u polymerů vyztužených přísadami anorganické povahy, např. skleněnými vlákny),
- orientaci makromolekul vlivem zpracovatelských podmínek (ve směru orientace je největší).

Teplotní roztažnost materiálů se obvykle určuje jako **koeficient délkové teplotní roztažnosti (α)** a stanoví se z počáteční délky zkušebního tělesa (L_0) a jejího přírůstku (ΔL) v důsledku zvýšení jeho teploty v daném teplotním rozmezí ($\Delta T = T_2 - T_1$). Protože je tento koeficient teplotně závislý, udává se i rozmezí teplot, pro které platí. Koeficienty délkové roztažnosti pro běžné polymery a některé další konstrukční materiály (sklo, ocel, měď) jsou uvedeny v Tab. 12.4.

12.6.4 Tepelná vodivost polymerů

Tepelná vodivost je schopnost vést teplo a představuje rychlost, s jakou se teplo šíří ze zahřáté části látky do jiných, chladnějších částí. U polymerů je tato schopnost obecně nízká, v porovnání s kovy nižší o 2-3 řády, neboť souvisí s velikostí sil mezi makromolekulami, které jsou poměrně slabé. Špatná tepelná vodivost polymerů je příčinou, že technologické úseky při jejich zpracování, při nichž probíhá ohřev nebo ochlazování polymeru, vyžaduje vždy relativně dlouhou dobu a tím je ovlivněna doba celého výrobního cyklu. Na druhé straně jsou polymery výbornými tepelnými izolátory (zejména lehčené pěnové polymery, jejichž součinitel tepelné vodivosti se téměř blíží vodivosti klidného vzduchu, viz Tab. 2.4).

Tepelná vodivost je charakterizována **součinitelem tepelné vodivosti (λ)**, který je definován jako množství tepla (Q), které projde za jednotku času (t) plochou materiálu (S) o tloušťce (h) při jednotkovém rozdílu teplot mezi plochami (ΔT). Stanovuje se dle rovnice:

$$\lambda = \frac{Q}{S \cdot \frac{\Delta T}{h}} \cdot t \text{ [W/m}\cdot\text{K]}$$

12.6.5 Měrná tepelná kapacita polymerů

Měrná tepelná kapacita je fyzikální veličina, která vyjadřuje množství tepla (Q), které je potřeba dodat materiálu o dané hmotnosti (m), aby se ohřál o teplotu (ΔT). Stanoví se dle rovnice:

$$c_p = \frac{Q}{m \cdot \Delta T} \text{ [J/kg}\cdot\text{K]}$$

Její hodnota je závislá na teplotě a určuje se většinou při konstantním tlaku. V roztaveném stavu vykazují polymery větší tepelnou kapacitu než ve stavu tuhém a při srovnání s kovy je její hodnota v tuhém stavu cca. pětikrát větší.

Hodnoty měrné tepelné kapacity stanovené při standardní teplotě okolí jsou pro běžné polymery a některé další konstrukční materiály (sklo, ocel, měď) uvedeny v Tab. 12.4.

Tab. 12.4.: Typické hodnoty tepelných vlastností polymerů, skla, oceli a mědi (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

	Polymer	Zkratka	α [K^{-1}]	λ [$W/m\cdot K$]	c_p [$kJ/kg\cdot K$]
Termoplast	Nízkohustotní polyethylen	PE-LD	$25 \cdot 10^{-5}$	$0,32 + 0,40$	$2,10 + 2,15$
	Vysokohustotní polyethylen	PE-HD	$20 \cdot 10^{-5}$	$0,38 + 0,51$	$2,10 + 2,70$
	Polypropylen	PP	$(15 + 18) \cdot 10^{-5}$	$0,17 + 0,22$	2,00
	Polybutylentereftalát	PBT	$6 \cdot 10^{-5}$	0,21	1,30
	Akrylonitril-butadien-styren	ABS	$(6 + 11) \cdot 10^{-5}$	0,18	1,30
	Standardní polystyren	PS-GP	$(6 + 8) \cdot 10^{-5}$	0,18	1,30
	Polyamid 6	PA-6	$(8 + 10) \cdot 10^{-5}$	0,29	1,70
	Neměkčený polyvinylchlorid	PVC-U	$(7 + 8) \cdot 10^{-5}$	$0,14 + 0,17$	$0,85 + 0,90$
	Měkčený polyvinylchlorid	PVC-P	$(15 + 21) \cdot 10^{-5}$	0,15	$0,90 + 1,80$
	Polykarbonát	PC	$(6 + 7) \cdot 10^{-5}$	0,21	1,17
	Polytetrafluorethylen	PTFE	$(10 + 12) \cdot 10^{-5}$	0,25	1,00
	Lehčené plasty			$0,02 + 0,03$	
Reakto-plast	Fenoplasty		$(3 + 5) \cdot 10^{-5}$	0,35	1,30
	Aminoplasty		$(5 + 6) \cdot 10^{-5}$	0,45	1,20
	Epoxidová pryskyřice	EP	$(1 + 4) \cdot 10^{-5}$	0,88	0,80
Vulkanizovaný elastomer	Přírodní kaučuk	NR	$(20+40) \cdot 10^{-5}$	0,14	1,55
	Butadien-akrylonitrilový kaučuk	NBR		0,25	1,33
	Butadien-styrenový kaučuk	SBR		0,17	1,88
	Chloroprenový kaučuk	CR		0,19	1,12
	Ethylen-propylenový kaučuk	EPM		0,20	1,08
	Silikonové kaučuky	Q		$19 \cdot 10^{-5}$	0,24
Ostatní	Sklo		$0,5 \cdot 10^{-5}$	$0,6 + 1,2$	0,84
	Ocel		$1,1 \cdot 10^{-5}$	50	0,26
	Měď		$1,65 \cdot 10^{-5}$	380	0,39

12.6.6 Hořlavost polymerů

Běžné polymery jsou organické látky, a tedy svojí povahou jsou více či méně hořlavé. Hořlavost závisí především na chemické struktuře polymeru a na některých fyzikálních činitelích ovlivňujících hoření, např. množství kyslíku, velikosti povrchu (snadněji hoří vlákna a fólie než polymery ve formě tlustostěnných výrobků) apod.

Hoření polymeru začíná jeho tepelným rozkladem v žáru plamene, kdy vznikají monomery a rozkladné produkty, které mohou vzplanout. Mezi polymery, které depolymerují na hořlavý monomer anebo se rozkládají na hořlavé zplodiny, patří zejména *polyethylen* (PE), *polypropylen* (PP), *polyoxymethylen* (POM), *polymethylmethakrylát* (PMMA), *polystyren* (PS), *přírodní kaučuk* (NR), *butadien-styrénový kaučuk* (SBR), *ethylen-propylenový kaučuk* (EPM) apod.

Hoření odolávají nejlépe:

- polymery s nehořlavými prvky ve struktuře, jakými jsou zejména halogeny (F, Cl, Br), ale i fosfor (P), dusík (N) či křemík (Si),
- polymery obsahující ve struktuře makromolekul méně vodíku (H) a kyslíku (O) v poměru k uhlíku (C),
- polymery, které mají schopnost rozkládat se při vysokých teplotách za odštěpování vody.

Polymery, které obsahují dostatečné množství nehořlavých prvků v makromolekule, přestávají po oddálení z plamene hořet, jsou **samozhášivé**. K takovým polymerům patří zejména *polyvinylchlorid* (PVC), *chlorovaný polyvinylchlorid* (PVC-C), *polytetrafluorethylen* (PTFE) apod. Snížení hořlavosti polymerů lze dosáhnout také speciálními přísadami, které nazýváme **retardéry hoření**.

Hořlavost polymerů se stanovuje celou řadou metod. Pro orientaci si uvedeme nejběžnější z nich.

12.6.6.1 Metoda stanovení kyslíkového čísla

Kyslíkové číslo vyjadřuje minimální koncentraci kyslíku ve směsi s dusíkem, při které polymer ještě hoří za předepsaných podmínek. Zkušební těleso je upevněno ve svislé poloze v trubici ze žáruvzdorného skla, kterou proudí směs kyslíku a dusíku přiváděná z tlakových lahví směrem nahoru. Horní konec tělesa se zapálí pomocí zapalovacího hořáku, který lze zasunout do trubice tak, aby plamen dosahoval ke zkušebnímu tělesu. Po zapálení se sledují charakteristiky hoření: doba a délka ohořelé části tělesa. Zkušební tělesa se zkouší při různých koncentracích kyslíku do doby, než se stanoví minimální koncentrace kyslíku (vyjadřována jako kyslíkové číslo), kdy těleso hoří předepsaným způsobem (po dobu 180 s). Kyslíkové číslo (OI) lze stanovit při standardní teplotě okolí i za zvýšené teploty. Kyslíková čísla některých polymerů za standardní teploty okolí jsou uvedena vzestupně v Tab. 12.5. Polymery s OI < 26 obj. % lze označit za snadno hořlavé, polymery s OI < 21 obj. % dokonce za silně hořlavé, je-li OI > 28 obj. % lze tyto polymery považovat za samozhášivé.

Tab. 12.5.: Hodnoty kyslíkového čísla polymerů
(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

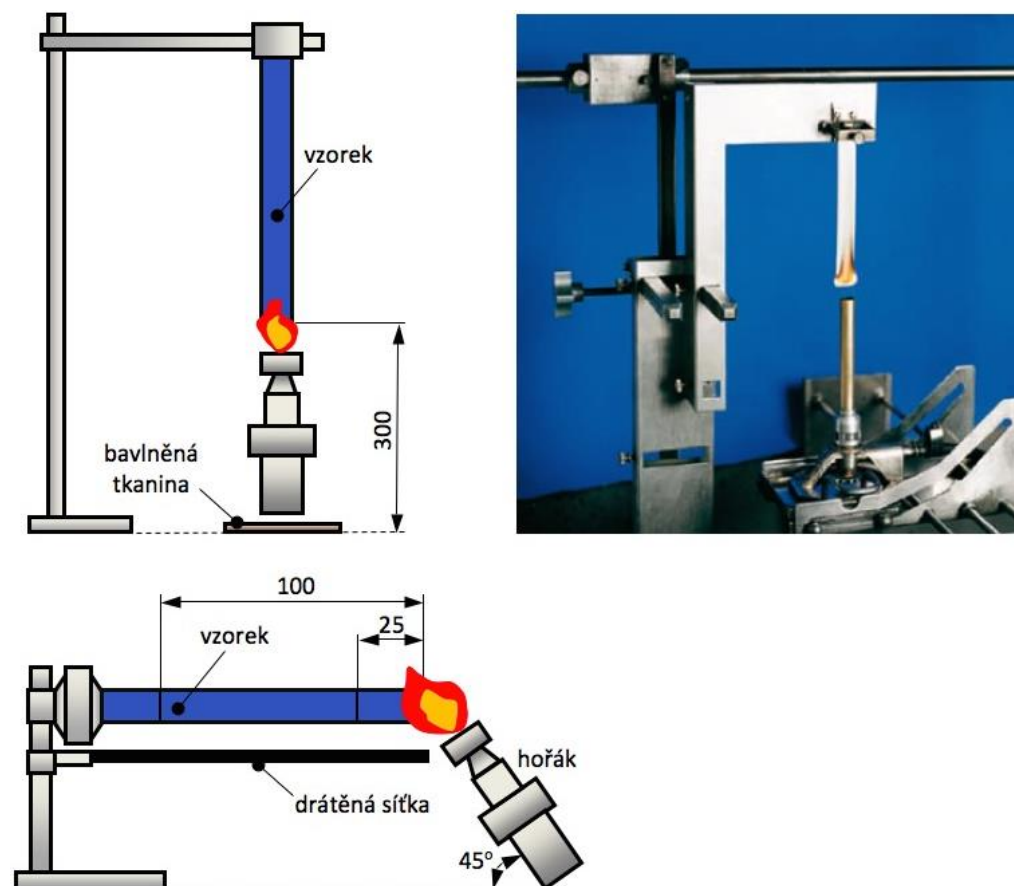
Polymer		Zkratka	IO [obj. %]
Termoplast	Polyoxymethylen	POM	15
	Polymethylmethakrylát	PMMA	16
	Polyethylen	PE	17
	Polypropylen	PP	17
	Standardní polystyren	PS-GP	18
	Polyethylentereftalát	PET	23
	Polyamid 6	PA-6	23
	Polyamid 66	PA-66	27
	Polykarbonát	PC	28
	Polysulfon	PSU	32
	Polyetheretherketon	PEEK	35
	Polyetherimid	PEI	47
	Neměkčený polyvinylchlorid	PVC-U	47
	Chlorovaný polyvinylchlorid	PVC-C	65
Fenoplasty			35
Vulkanizát	Butadien-styrenový kaučuk	SBR	22
	Ethylen-propylenový kaučuk	EPM	24
	Chloroprenový kaučuk	CR	37
	Methylsilikonový kaučuk s vinylovými skupinami	VMQ	26 + 42

12.6.6.2 Metoda UL-94

Při této metodě se zapaluje zkušební těleso ve tvaru pravoúhlé tyče, které je na jednom konci upevněno tak, aby bylo ve svislé (UL-94V) nebo vodorovné (UL-94HB) poloze. Volný konec zkušebního tělesa je vystaven působení zkušebního plamene. V případě metody UL-94V dvakrát po dobu 10 s, v případě metody UL-94HB po dobu 30 s nebo kratší (dosáhne-li fronta plamene značky 25 mm od zapalovaného konce, tedy počátku měření). Chování svisle upevněné tyče při hoření se zjišťuje měřením doby samovolného hoření (po oddálení zdroje plamene), ohořelé délky a odkapáváním hořících částíček. U vodorovně upevněné tyče se chování při hoření zjišťuje měřením lineární rychlosti hoření mezi dvěma ryskami, které jsou vyznačeny na zkušebním tělese kolmo na jeho podélnou osu ve vzdálenosti 25 mm a 100 mm od zapalovaného konce. Jestliže fronta plamene nedojde přes značku 100 mm, zjišťuje se lineární rychlost hoření na vzdálenosti mezi značkou 25 mm a místem, kde se fronta plamene zastavila. Výsledky zkoušek se porovnávají s normovanými kritérii stupňů hořlavosti V-0, V-1 nebo V-2 pro metodu UL-94V a HB pro metodu UL-94HB. Nejvyšší bezpečnost (odolnost vůči hoření) vykazuje u metody UL-94V polymer se stupněm hořlavosti V-0. Výsledky zkoušek závisí na tloušťce tělesa, proto musí být tato uváděna společně se stupněm hořlavosti, viz ukázka materiálového listu na obr. 52. Je zcela běžné, že polymer při větší tloušťce má stupeň hořlavosti V-0, zatímco tenčí vzorek ze stejného polymeru může mít stupeň hořlavosti V-1.

Tato mezinárodně platná zkouška UL-94 se prováděla v minulosti výhradně na jediném místě v Underwrites Laboratories Ltd. Toto pracoviště vydávalo o zkoušeném materiálu příslušný certifikát, tzv. žlutou kartu (Yellow Card). V roce 1999 vyšla se zkouškou UL 94 shodná norma IEC 60695-11-

10 následovaná v roce 2000 i totožnou ČSN EN 60695-11-10 jako zkouška plamenem. V praxi je však stále známa pod uvedeným jménem UL-94.



Obr. 12.9.: Zařízení pro stanovení hořlavosti dle UL 94, metoda UL-94V(nahoře); metoda UL-94HB (dole) zkušebního tělesa

(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

12.7 Elektrické vlastnosti polymerů



Polymery patří mezi **dobré elektrické izolanty**. Tato vlastnost je široce využívána v izolacích vodičů a kabelů, stejně jako v součástkách různých elektrospotřebičů. Některé polymery, např. *chloroprenový kaučuk* (CR) nebo *butadien-akrylonitrilový kaučuk* (NBR) obsahují elektricky polarizovatelné dipóly a na elektrické izolace se proto hodí méně. Izolační vlastnosti se ovšem mohou zhoršit některými vodivými přísadami (např. sazemí, grafitem, antistatickými přísadami, kovovými prášky, uhlíkovými vlákny apod.), absorpcí vody u navlhavých polymerů nebo jejich vystavením prostředí vodní páry. Na druhé straně existují také polymery s mimořádně dobrou elektrickou vodivostí, jedná se o tzv. vodivé polymery, které se s výhodou používají čím dál častěji v mikroelektronice, kde vytlačují tradiční křemíkové polovodiče nebo se používají pro povrchové úpravy ve formě lakového nátěru apod. Jsou to vesměs speciální polymery.

Měřítkem izolačních vlastností jsou:

- **Měrný vnitřní** nebo **povrchový izolační odpor** (objemová nebo povrchová rezistivita), který vyjadřuje velikost elektrického odporu vodiče redukovaný na jeho objem nebo plochu. Čím je jejich hodnota menší, tím je větší vodivost polymeru. **Měrný vnitřní izolační odpor** (ρ_v) je definován jako poměr stejnosměrného napětí a proudu, který protéká polymerem mezi dvěma elektrodami dotýkajících se jeho protilehlých ploch redukovaný na objemovou jednotku. **Povrchový izolační odpor** (ρ_p) je definován poměrem stejnosměrného napětí a proudu protékajícího na povrchu polymeru mezi dvěma elektrodami redukovaný na jednotkovou plochu.
- **Elektrická (průrazová) pevnost** vyjadřuje intenzitu elektrického pole, při které se polymer v některém místě stane natolik vodivý, že nastane průraz. Její hodnota je dána poměrem příslušného napětí a tloušťky polymeru. Nejedná se o materiálovou vlastnost, ale její hodnota závisí na tloušťce polymeru (roste s klesající tloušťkou), ale také na jeho historii (stárnutí), teplotě a vlhkosti prostředí (s rostoucí teplotou a vlhkostí výrazně klesá), době působení napětí (s časem užívání polymerního dílu se zhoršuje), tvaru elektrod apod.

Polymery s měrným povrchovým izolačním odporem $\rho_p < 10^4 \Omega$ se obvykle pokládají za **elektricky vodivé**, mezi $(10^4 + 10^8) \Omega$ za **antistatické** a **nad $10^8 \Omega$ za izolační**. Důsledkem izolačních vlastností (vysokého povrchového izolačního odporu) je, že se **polymery snadno nabíjí statickou elektřinou** (*elektrostatický náboj se nestačí dostatečně rychle odvádět*). Polymer může získat povrchový náboj přímým působením napětí nebo v důsledku tření s jiným povrchem. Přítomnost statické elektřiny způsobuje mj. přitahování prachů a nečistot, čímž negativně ovlivňuje kvalitu povrchové úpravy plastů zejména při lakování a potiskování. V elektrotechnickém průmyslu způsobuje často elektrostatický výboj (jiskry), který poškodí nebo zcela zničí citlivé součástky, způsobí ztrátu dat v paměti, nesprávné vstupy atd.

Většinu problémů se statickou elektřinou je možné úspěšně řešit přidavkem antistatických přísad, které snižují povrchový odpor polymeru (tj. přidavkem pevných elektricky vodivých látek), látkami schopnými udržovat povrch materiálů navlhly, a tedy i elektricky lépe vodivý, nebo přímo při výrobě polymerních dílů použitím zařízení na principu ionizace vzduchu, které neutralizuje statickou elektřinu. Mezi takováto zařízení patří např. ionizační vzduchové ventilátory umístěné vedle zpracovatelského stroje nebo nad dopravníkem, vzduchové nože s antistatickou tyčí pevně instalované nad dopravníkem nebo ionizační pistole pro ruční neutralizaci a čištění povrchu dílu. V nouzi je možno si pomoci potřením povrchu polymeru vhodným antistatickým prostředkem. Tyto prostředky jsou však dobře rozpustné ve vodě a z povrchu dílu se snadno stírají nebo smývají, takže jejich funkce je na rozdíl od průmyslově přidávaných antistatických přísad do celé hmoty časově omezena.

Tab. 12.6.: Typické hodnoty elektrických vlastností polymerů
(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

	Polymer	Zkratka	ρ_v [Ω cm]	ρ_p [Ω]	*[kV/mm]
Termoplast	Nízkohustotní polyethylen	PE-LD	$>10^{17}$	10^{14}	42
	Vysokohustotní polyethylen	PE-HD	$>10^{17}$	10^{14}	38
	Zesíťovaný polyethylen	PE-X	$>10^{17}$	10^{14}	40
	Polypropylen	PP	$>10^{17}$	10^{13}	50 + 65
	Standardní polystyren	PS-GP	$>10^{16}$	$>10^{13}$	30 + 70
	Akrylonitril-butadien-styren	ABS	$>10^{15}$	$>10^{13}$	35 + 50
	Polyamid 6 suchý	PA-6	10^{14}	10^{12}	65
	Polyamid 6 navlhlý		10^{12}	10^{10}	45
	Neměkčený polyvinylchlorid	PVC-U	$>10^{15}$	10^{13}	35 + 50
	Měkčený polyvinylchlorid	PVC-P	$>10^{11}$	10^{11}	30 + 40
	Polyethylen tereftalát	PET	10^{16}	10^{16}	42
	Polytetrafluorethylen	PTFE	$>10^{18}$	10^{17}	48
Reakto- plast	Fenoplasty		10^{11}	$>10^8$	30 + 40
	Aminoplasty		10^{11}	$>10^8$	30
	Epoxidové pryskyřice	EP	$>10^{14}$	$>10^{12}$	20 + 40
	Silikonové kaučuky	Q	10^{15}	10^{13}	20

12.8 Chemická odolnost, koroze polymerů



Vzhledem ke svému mnohostrannému použití přicházejí polymery často do styku s ropnými produkty a chemikáliemi, které mohou být ve stavu tuhém, kapalném nebo plynném. Při vzájemném působení těchto především kapalných látek s polymery mohou nastat dva případy:

- **chemikálie nevyvolá žádné změny** vlastností polymeru a není jím ani absorbována,
- **dochází k absorpci** chemické látky, která může způsobit fyzikální nebo chemické změny polymeru. Tomuto jevu říkáme **koroze polymerů**.

Fyzikální změny v polymeru – chemikálie je absorbována polymerem a způsobuje jeho bobtnání, které může pokračovat až k rozpuštění polymeru v chemikálii (rozpouštědla). Tyto změny jsou vratné a po odstranění rozpouštědla (např. vysušením) nabývá polymer původních vlastností (příkladem je např. polyamid rozpustný kyselinou mravenčí).

Chemické změny v polymeru – dochází k chemické reakci látky s polymerem nebo některou jeho složkou. Změny jsou nevratné a způsobují trvalé změny vlastností polymeru, případně až jejich úplnou a nevratnou destrukci. Působí tak především kyseliny, zásady a oxidační látky.

Odolnost polymerů vůči chemikáliím, je ovlivněna také obsahem jeho krystalické struktury (se zvyšující se krystalinitou roste), dobou působení, teplotou (se zvyšující se teplotou všeobecně klesá) nebo koncentrací chemické látky (např. polymer je napadán kyselinou až od určité koncentrace). Odolnost se zhoršuje, je-li polymer současně vystaven mechanickému namáhání (vnějšímu nebo vnitřnímu napětí). Tento vzájemný účinek může být tak silný, že dojde k porušení polymeru (vznikají napěťové trhlinky) i v prostředí chemické látky, jejímž účinkům je plast bez napětí zcela odolný (příkladem je např. polystyren PS v prostředí lakového benzínu). Tomuto jevu říkáme **koroze za napětí** (*ESC- Environmental Stress Cracking*).

Odolnost polymerů proti propustnosti plynů a kapalin je dána pohyblivostí makromolekul. Čím jsou pohyblivější, jak je tomu u polymerů s lineární strukturou nebo kaučuků, tím je propustnost větší. Nejmenší propustnost mají polymery s hustě zesíťovanou strukturou. Pro řadu gumárenských výrobků je tato odolnost velmi důležitá (např. pro vnitřní gumu pneumatik nebo pro palivové hadice). Snížení propustnosti u kaučuků lze zajistit např. kombinací různých materiálů - vložením ebonitové vrstvy (tvrdé pryže). Absorpcí kapalin dochází zpravidla ke změně objemu tělesa.

Tab. 12.7.: Chemická odolnost polymerů (1- velká; 2- střední; 3- malá) (převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

	Polymer	Zkratka	Stupeň odolnosti				
			vodě	kyselinám	zásadám	oxidům	rozpuštědlům
Termoplast	Polyethylen	PE	1	1	1	2 + 3	1 + 2
	Polypropylen	PP	1	1	1	2 + 3	1 + 2
	Polytetrafluorethylen	PTFE	1	1	1	1	1
	Polyvinylchlorid	PVC	1	1 + 2	1 + 2	2 + 3	1 + 3
	Standardní polystyren	PS-GP	1	1 + 2	1	2 + 3	3
	Polymethylmethakrylát	PMMA	2	2	2	2 + 3	3
	Polyethylentereftalát	PET	1	2	3	3	1 + 3
	Polykarbonát	PC	1	2 + 3	3	3	2 + 3
	Polyoxymethylen	POM	1	3	2	3	1 + 3
	Polyamid	PA	2	3	2	3	1 + 3
Reakto- plast	Fenoplasty		1	1	3	2 + 3	1 + 2
	Aminoplasty		1 + 2	1 + 2	1 + 3	3	1 + 2
	Epoxidové pryskyřice	EP	2	2	2	3	1 + 3
Vulkanizovaný elastomer	Přírodní kaučuk	NR	1	1 + 2	1	3	3
	Butadien-styrenový kaučuk	SBR	1	1 + 2	1	3	3
	Chloroprenový kaučuk	CR	1	1 + 2	1	2	1 + 3
	Butylkaučuk	IIR	1	1 + 2	1	2 + 3	3
	Silikonové kaučuky	Q	1	2 + 3	2 + 3	3	1 + 3
	Fluorohlíkový kaučuk	CFM	1	1	1	1	1 + 2

12.9 Stárnutí polymerů

V důsledku dlouhodobého působení vnějšího prostředí mohou polymery měnit své vlastnosti, dochází k jejich stárnutí (atmosférické korozi). Změny, ke kterým u polymerů dochází vlivem povětrnosti, se obvykle projevují nejprve **změnou**



barvy, ztrátou lesku či průhlednosti a povrchovým praskáním dílu, což je prováděno **poklesem mechanických vlastností**.

Mezi nejdůležitější vlivy, které způsobují stárnutí a degradaci polymerů, patří: světlo, kyslík, ozón, voda, teplota, atmosférické nečistoty, ale také mikroorganismy.

12.9.1 Vliv světelného záření

Největší vliv na stárnutí polymerů má sluneční záření, konkrétně **ultrafialové záření**, které je součástí slunečního světla. Paprsky ultrafialového záření obvykle poruší vazbu mezi dvěma atomy v řetězci makromolekuly a makromolekula se rozpadá na menší celky, které snadno reagují se vzdušným kyslíkem. Tomuto ději říkáme **fotooxidace**. Oxidační reakce začínají vždy na povrchu a postupně se dostávají do větší hloubky, čímž způsobují značné změny v chemické struktuře polymerů, dochází k větvení, případně síťování makromolekul a dá se předpokládat, že materiál bude křehčí, méně pružný. Při mechanickém nebo tepelném namáhání vzniknou na jeho povrchu trhlinky, které časem způsobí destrukci polymeru.

Jen velmi malé množství polymerů je proti působení UV záření odolné. Běžné polymery odolné nejsou a pro venkovní aplikace se musí chránit proti UV paprskům - **nejčastěji saze**. Saze jsou tvořeny mikroskopickými částicemi uhlíku a působí jako štít nepropouštějící UV paprsky dovnitř materiálu. Využit lze i přísadů různých chemických sloučenin, které mají schopnost měnit UV záření na teplo nebo méně energetické světelné záření, které pevnost makromolekuly neohrozí. Jejich účinnost je však nižší.

12.9.2 Vliv kyslíku

Proti vzdušnému kyslíku jsou polymery většinou velmi stálé. Ale v kombinaci s působením světla, tepla, případně mechanického zatížení může docházet k oxidačním procesům, které ovlivňují kvalitu polymeru.

12.9.3 Vliv teploty

Povrchová teplota polymerů na slunci může dosahovat vysokých hodnot (až 80 °C). Tato teplota k tepelné degradaci polymerů nepostačuje, urychluje však rychlost chemických reakcí.

12.9.4 Vliv atmosférických nečistot

Atmosféra obsahuje zpravidla tuhé i plynné nečistoty. Tuhé nečistoty, jako jsou písek, saze, popílek, mohou povrchy polymerů poškozovat mechanicky (zvláště za spolupůsobení větru). Plynné látky v atmosféře (uhlovodíky, oxidy síry a dusíku) jsou nebezpečné pro polymery, které podléhají snadno hydrolýze.

Odolnost polymerů proti povětrnosti se hodnotí různými metodami a podle různých hledisek, které mohou být i časově velmi náročné (zejména zkoušky přirozeného stárnutí v reálných podmínkách). Pro rychlé zkoušky (umělé

stárnutí) se používají např. tzv. **veterometry**, v nichž se napodobují přírodní podmínky (světlo, teplo, vlhkost), **xenotesty** simulující sluneční záření pomocí vzduchem chlazené xenonové výbojky a **fadeometry** pro testování barevnosti a degradace polymerů, které jsou vystaveny slunečnímu záření procházející skrz okenní skla. Po expozici jsou hodnoceny změny vlastností materiálu. Odhad životnosti polymerů na základě těchto zkoušek je však daleko komplikovanější než odhad životnosti např. jen pro tepelné namáhání.

12.9.5 Vliv mikroorganismů

Běžné polymery jsou proti působení mikroorganismů (bakterií, plísní i živočichů) obvykle odolné. Napadány mohou být polymery přírodního původu nebo mohou být porušovány některé přísady běžných polymerů (např. změkčovadla, barviva, maziva, přírodní materiály apod.). **Biologická koroze** je rozšířena především u měkčeného polyvinylchloridu (PVC-P) nebo fenoplastů, u nichž je používána jako plnivo dřevitá moučka (zvláště na řezných plochách výrobku, kde je obnaženo plnivo).

Je třeba také ale zmínit, že je snahou v současné době vyvíjet i takové polymery, které by se po konci svého upotřebení rozložily buď působením UV záření nebo běžnými půdními organismy (např. speciálními způsoby kompostování). Existují např. přírodní polymery (tzv. **biopolymery**) na bázi škrobu (nejznámějším je kyselina polymléčná PLA), které jsou biologicky rozložitelné. Vyvinuty byly i syntetické polymery, které se poruší bakteriemi. Tyto polymery jsou prozatím mnohdy cenově velmi náročné, své uplatnění nachází zejména v obalovém průmyslu.

12.10 Identifikace plastů

Přesné stanovení typu polymeru není vždy jednoduchý proces, zejména vzhledem k různým typům polymerních směsí, kopolymerů, přísad i recyklátů, které se dnes používají. Spolehlivé určení druhu a složení polymeru je záležitostí pro zkušeného chemika a dobře vybavenou laboratoř analytickými přístroji. Nicméně orientačně identifikovat a správně pojmenovat základní polymery (především plasty) lze provést i způsoby, které jejich použití nutně nevyžadují. Tato schopnost by měla patřit k všeobecnému vzdělání, proto si uvedeme základní zkoušky rychlé identifikace plastů, které si můžeme provést sami bez větších nároků na vybavení.

12.10.1 Zkouška pohledem

Při této zkoušce nás zajímá propustnost světla. Pokud je neznámý vzorek čirý a průhledný, je to s velkou pravděpodobností amorfní plast, nejčastěji *polystyren* (PS), *polymethylmethakrylát* (PMMA), *polykarbonát* (PC) nebo *polyethylentereftalát* v amorfní formě (PET). Může to však být i *polyvinylchlorid* (PVC). Ze zkušenosti známe PVC jako neprůhledný plast, to je však způsobeno převážně pigmenty a zbytky polymeračního systému. Do ruky

se nám může dostat také průhledný *polypropylen* (PP) - hlavně ve formě fólií nebo jiné typy plastů (např. filtry v benzínovém potrubí automobilu z průhledného polyamidu PA-6), přestože jsou běžně semikrystalické. Propustnost světla je u semikrystalických materiálů výrazně ovlivněna jeho vnitřní strukturou (krystalinitou, přísadami, ale i stavbou makromolekuly). Zkouška pohledem proto není vždy jednoznačně spolehlivá.

12.10.2 Flotační metoda



Jednou z jednoduchých možností, jak stanovit druh plastu, je flotační metoda, která využívá rozdílné hustoty různých plastů. Tato metoda se využívá také průmyslově při třídění odpadu, např. v procesu recyklace PET lahví, kdy je tímto způsobem oddělován polyethylentereftalát (PET) od polyethylenu (PE), z něhož jsou vyráběny uzávěry lahví.

Podle hustoty se mohou základní plasty rozdělit do pěti skupin. Pro jednoduchý experiment pak použijeme kapaliny se známou hustotou a přesvědčíme se, zda zkušební materiál v nich plave nebo se potápí.

Tab. 12.8.: Rozdělení plastů do skupin dle hustoty

(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

Rozdělení plastů dle hustoty		
1	$\rho = (0,9 + 1,0) \text{ g/cm}^3$	PE, PP
2	$\rho = (1,0 + 1,2) \text{ g/cm}^3$	PS, SB, SAN, ABS, ASA, PC, PA
3	$\rho = (1,2 + 1,5) \text{ g/cm}^3$	PVC, PET, PBT
4	$\rho = (1,5 + 1,8) \text{ g/cm}^3$	PVC-C
5	$\rho > 1,8 \text{ g/cm}^3$	PTFE

12.10.3 Zkoušky hoření a zápachu

Zkoušky hoření a zápachu jsou nejčastěji prováděné zkoušky. Vzorek plastu je při nich vložen do okraje nesvítivého plamene plynového kahanu a pozoruje se: jak snadno se zapálí, zda hoří, a to i po oddálení zdroje plamene, jakou má plamen barvu a charakter, zda čadí, jaké změny plastu při hoření nastávají (odkapávání vzorku, prskání nebo zda se tvoří bubliny), zápach dýmu po zhasnutí a vzhled ohořelého zbytku. Při pozorování zápachu se musí postupovat opatrně. Mohou vznikat žíravé nebo jinak jedovaté zplodiny a to zejména u polyoxymethylenu (POM), polyuretanu (PUR) nebo jiných polymerů.

12.10.4 Beilsteinova zkouška

Beilsteinova zkouška se používá k prokázání přítomnosti halogenů (fluoru, chloru, bromu) ve struktuře plastů. Vzorek plastu (nepatrná pilinka) je vkládána na čistém měděném drátku do nesvítivého plamene. Pokud se přitom plamen zbarví zeleně, ukazuje to na halogeny (dochází ke vzniku halogenidů mědi, které barví plamen jasně zeleně).

12.10.5 Zkouška rozpustnosti

Další vlastností vhodnou pro orientační určování druhu plastu je jejich rozpustnost ve vybraných rozpouštědlech. Sesíťované plasty jsou nerozpustné.

Výsledky zkoušek rychlé identifikace plastů a jejich rozpustnost ve vybraných rozpouštědlech jsou uvedeny v Tab. 12. 9. Pro konformní způsob identifikace polymerů lze využít různých expertních systémů.

Tab. 12.9.: Výsledky zkoušek rychlé identifikace plastů

(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

Druh zkoušky a její výsledek	PE - LD	PE - HD	PP	PS	ABS	SAN	PVC	PMMA	PA	PAN	PET	POM	PC	UF	PF	EP	PUR sesíťovaný
Zkouška pohledem																	
Průhledný (standardně)				x		x		x			x		x			x	
Flotační zkouška																	
Plave ve vodě	x	x	x														
Zkouška hoření – chování vzorku při spalování																	
Hoří i po vyjmutí z plamene	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x				x	x
Mimo plamen zhasíná							x						x	x	x		
Taví se a odkapává	x	x	x						x		x	x					
Čadí	x	x	x		x	x				x	x		x		x	x	
Tvoří saze				x													
Prská								x									
Tvoří se puchýřky, bublinky								x					x				
Zkouška hoření – barva plamene																	
Svítlivý	x	x	x	x	x	x					x		x			x	x
Modré jádro	x	x	x														
Modrý se žlutou špičkou								x	x								
Žlutý se zeleným okrajem							x										
Žlutý				x	x	x				x							
Namodralý												x					
Zkouška hoření – pach při spalování																	
Vosk	x	x	x														
Spálená rohovina									x								
Čpavý (štiplavý)							x			x		x	x				x
Nasládlý				x	x	x		x			x						x
Typicky aminový, rybí														x			
Fenolický (doutnající dřevo)													x		x	x	
Vzhled ohořelého zbytku																	
Zuhelnatělý					x	x	x						x	x	x	x	
Otavený			x	x					x		x						
Zčernalý				x						x							
Nezměněný												x					
Změklý	x	x															
Ostatní																	
Stopa po škrábnutí nehtem	x																
Fólie šustí		x	x														

Tab. 2.20.: Rozpustnost běžných plastů ve vybraných rozpouštědlech
(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)

Rozpouštědlo	Plast
Vroucí xylén	PE, PP, PS, ABS, SAN, ASA, SB, PVC, PMMA
Dimethylformamid	PVC, POM, PC, PS, PVC, PMMA, PUR (lineární)
Chloroform	PS, ABS, SAN, ASA, SB, PMMA, PC, PA, PLA
Kyselina mravenčí	PA, PUR
Aceton	PMMA, PS, PVDF

12.11 Autotest



Otázka 12.1.: Co jsou to polymery?

Otázka 12.2.: Co jsou plasty?

Otázka 12.3.: Co jsou elastomery?

Otázka 12.4.: Co jsou termoplasty?

Otázka 12.5.: Co jsou reaktoplasty?

Otázka 12.6.: Jak se chovají polymery při dosažení přechodové teploty?

Otázka 12.7.: Ovlivňuje navlhavost (vlhkost) užité vlastnosti polymerů?

Otázka 12.8.: Jaký je význam materiálových vlastností pevnost, pružnost, plasticita a houževnatost?

Otázka 12.9.: Které jsou základní mechanické charakteristiky polymerů a z jaké zkoušky je stanovíme?

Otázka 12.10.: Proč mají lehčené pěnové polymery nízkou tepelnou vodivost?

Otázka 12.11.: Jsou polymery hořlavé?

Otázka 12.12.: Jaké jsou elektrické vlastnosti polymerů?

12.12 Shrnutí

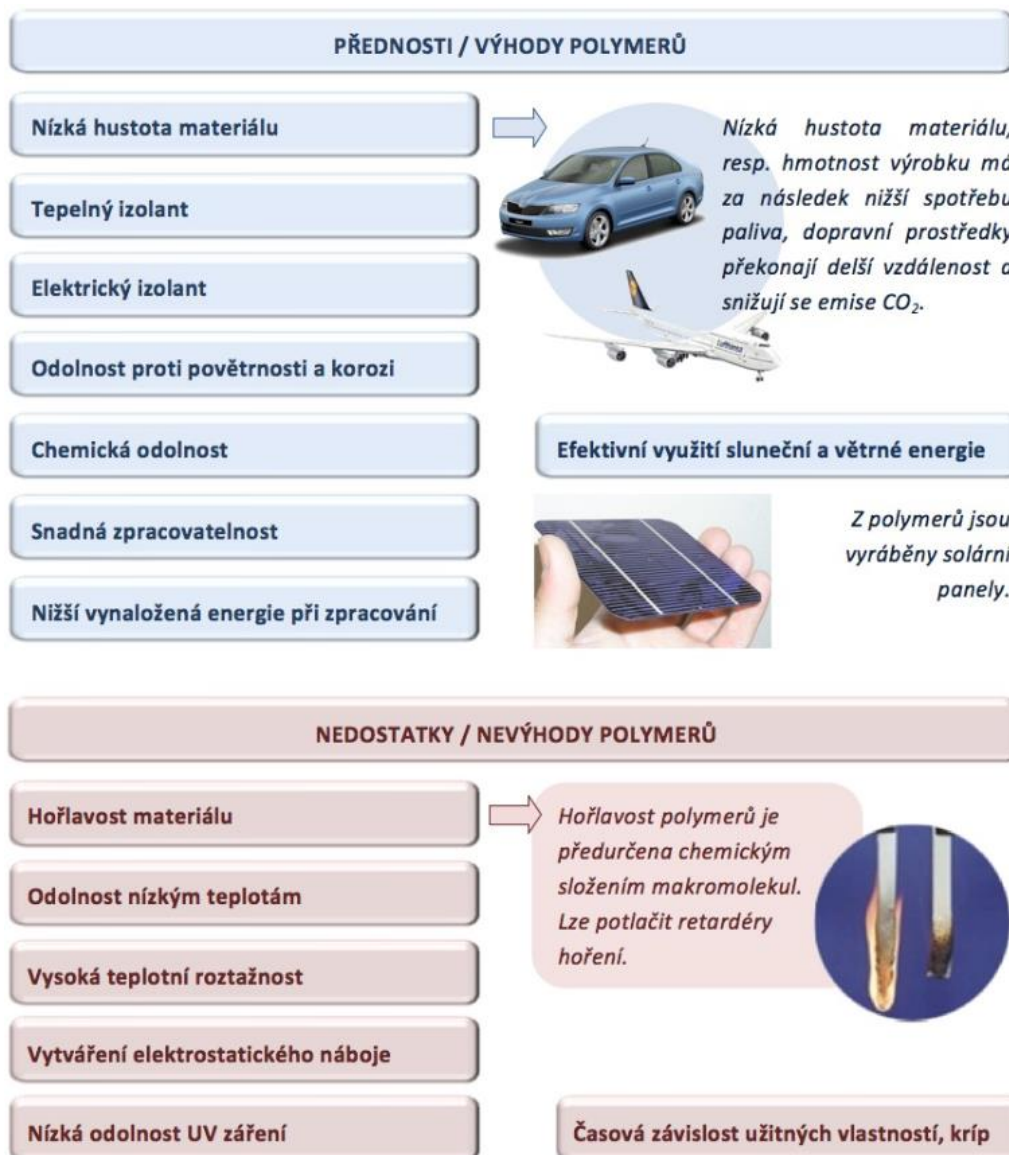


Z historického hlediska patří moderní syntetické (uměle připravené) polymerní materiály k nejmladším konstrukčním materiálům, které však představují nejvýznamnější segment ze všech materiálů podle objemu výroby a spotřeby. V konkurenci s klasickými materiály, se polymery prosadily především svoji snadnou zpracovatelností, nízkou hustotou a obecně vhodným poměrem mezi užitnými vlastnostmi a cenou. Na vlastní výrobu plastů i na jejich zpracování je vynaloženo mnohem méně energie i práce než u běžných stavebních materiálů. Mnohé plasty předčí jiné materiály svou odolností vůči chemikáliím. Všeobecně mají velmi dobré elektroizolační vlastnosti, vyznačují se schopností tlumit rázy a vibrace. U vybraných polymerů je výhodou také jejich průhlednost. Na druhé straně existují i určité faktory, které použitelnost polymerů limitují. Patří k nim zejména nízká teplotní odolnost, významná změna mechanických vlastností

s teplotou, větší teplotní roztažnost, vytváření elektrostatického náboje, závislost mechanických vlastností polymerů na době zatěžování nebo také kříp, čímž se rozumí změna rozměrů zatíženého polymeru při dlouhodobém působení konstantního napětí apod. Výhody a nevýhody polymerních materiálů jsou shrnuty na Obr. 12.10.

Obr. 12.10.: Přednosti a nedostatky polymerních materiálů

(převzato z <https://publi.cz/books/180/01.html>)



12.13 Seznam použité literatury



[12.1] Běhálek, L.: *Polymery*. ISBN 978-80-88058-68-7. Učebnice byla vytvořena v rámci projektu "Podpora přírodovědného a technického vzdělávání v Pardubickém kraji" (reg. č. CZ.1.07/1.1.00/44.0012), Liberec 2014. Dostupné z: <https://publi.cz/book/180-polymery>

12.14 Seznam doplňkové studijní literatury



[12.2] Ducháček, V. *Polymery-výroba, vlastnosti, zpracování, použití*. 2. vyd. Praha: VŠCHT v Praze, 2006, 280 s. ISBN 80-7080-617-6.

[12.3] Vojtěch, D. *Materiály a jejich mezní stavy*, Vysoká škola chemicko technologická v Praze, 2020, ISBN 978-80-7080-741-5.

[12.4] Lapčík, L., Raab, M. *Nauka o materiálech II*, Zlín: UTB ve Zlíně, 2001, ISBN 80-238-6527-7

[12.5] Liptáková, T., Alexy, P. et al. *Polymérne konstrukčné materiály*, Žilina: ŽU v Žilině, 2012, 189 s. ISBN 978-80-554-0505-6.

12.15 Odkazy na další studijní zdroje a prameny



[12.6] <https://publi.cz/book/180-polymery>

[12.7] <https://k123.fsv.cvut.cz/media/subjects/files/123SHMA/kniha-stavebni-hmoty.pdf>

13 VYBRANÉ PŘÍPADOVÉ STUDIE HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

13.1 Úvod

Hodnocení existujících konstrukcí v sobě zahrnuje celou řadu činností, jejichž cílem je co nejefektivněji zhodnotit konstrukci nejen z hlediska současného stavu, ale i z hlediska budoucího využití, prodloužení životnosti či nezbytných sanačních zásahů. Aby bylo hodnocení efektivní a cílené, musí být konstrukce důkladně prozkoumána ve všech důležitých aspektech. Tyto znalosti lze získat např. z dokumentace, avšak vždy pouze částečně, neboť skutečné provedení konstrukce se často od dokumentace liší, případně došlo ke změnám v průběhu užívání (zásahy uživatele, degradace materiálu, vliv okolní stavební a jiné činnosti, mimořádná zatížení apod.). Proto při zásadních rozhodnutích (nadstavba, modernizace, pochybnosti o bezpečnosti stavby apod.) téměř vždy provádíme průzkum. V ideálním případě je tento průzkum zaměřen na podstatné problémy (vychází ze scénářů, co se bude dál s konstrukcí dít, cílí na kritická místa konstrukce) a je provádět moderními sofistikovanými metodami s maximálním důrazem na nedestruktivní zkoušky, doplněné v nezbytně nutné míře invazivními sondami. Vždy se jedná o nalezení nejvhodnější kombinace metod pro zdárné naplnění požadavků průzkumu. V následujících kapitolách budou předvedeny dvě případové studie s efektivním využitím NDT metod.



13.2 Případová studie 1 - Komplexní využití NDT metod při průzkumu umělecké plastiky „Slunce a člověk“

13.2.1 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. 13.1.*). 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.



Po odkopání zeminy u jednoho z rohů soklu bylo zjištěno, že v mělké hloubce 350 mm pod horním povrchem soklu se nachází základ, 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. 13.1.: Pohled na plastiku z jihozápadní strany

13.2.2 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 [3].

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. 13.2.);
- Metoda endoskopická s použitím videoskopu GE XL Go+ VideoProbe (Obr. 13.2.).



Obr. 13.2.: Použité přístroje – vlevo radar Hilti PS 1000 X-Scan, vpravo videoskop GE Go+.

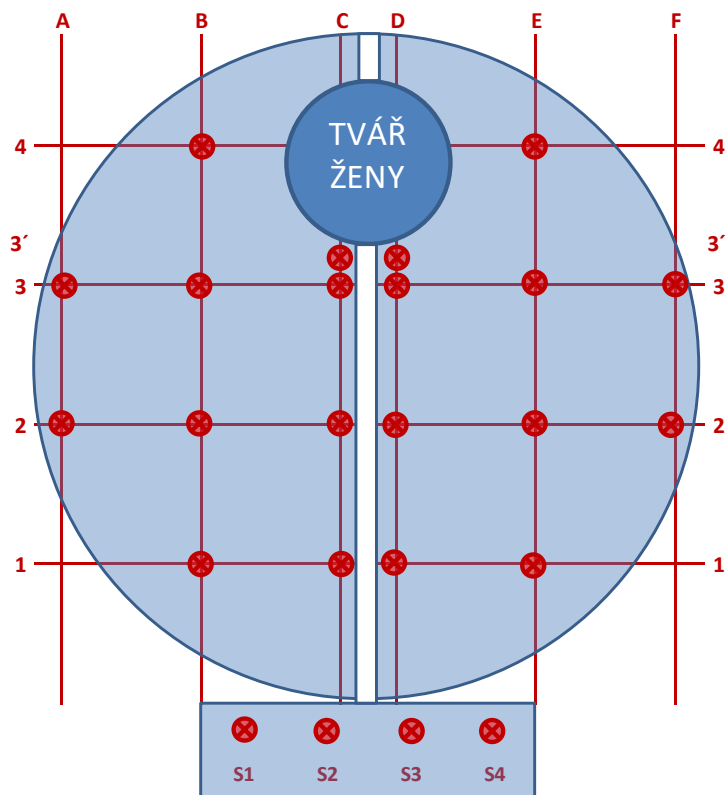
Pro prozkoumání styku mezi soklem a základem byla použita kopaná sonda, stejně jako pro ověření hloubky založení a vlastností základové půdy.

13.2.3 Zkoušky betonu

13.2.3.1 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. Celkem bylo změřeno 24 zkušebních míst.

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. 13.1. 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.



Obr. 13.3.: Schéma rozmístění a označení zkušebních míst na plastice, pohled ze severní strany (s tváří mladé ženy).

Tab. 13.1.: 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 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.

13.2.3.2 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. 13.4., vzhledem k délce vývrtu byla získána 3 zkušební tělesa – Obr. 13.5. (zde je rovněž dokumentován fenolftaleinový test karbonatace betonu). Z obrázků je patrné, že se jedná o jemnozrný 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 jemnozrného betonu.



Obr. 13.4.: Vzorek betonu odebraný ze soklu jádrovým vrtáním – jádro bylo kompaktní, trhlinka byla způsobena vylomením jádra.



Obr. 13.5.: Zkušební tělesa vyrobená z vývrtu do soklu; vpravo fenolftaleinový test na povrchové části jádra, karbonatace betonu je naprosto minimální.

Výsledky laboratorních zkoušek betonu ze soklu plastiky jsou uvedeny v Tab. 13.2. Jednalo se o beton velmi slušné kvality. Betonu lze dle normy přiřadit pevnostní třídu C 30/37.

Tab. 13.2.: Pevnost v tlaku betonu válcová a krychelná

Označ. tělesa	Max. síla F [kN]	Štíhlost λ	Koef. štíhlosti $\kappa_{c,cyl}$	Koef. průměru $\kappa_{c,cube}$	Pevnost $f_{c,cyl}$ [MPa]	Koef. krychelný $\kappa_{cyl,cube}$	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

Při zatěžování zkušební tělesa č. 2 (přibližně z poloviny výšky soklu) se v místě drčení objevil zvláštní předmět – viz Obr. 13.6 **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů..** 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 zkušební 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. 13.6.: Při zatěžování a po rozdrčení zkušební tělesa č. 2 se ukázalo, že skrývá starý kovový uzávěr lahve.

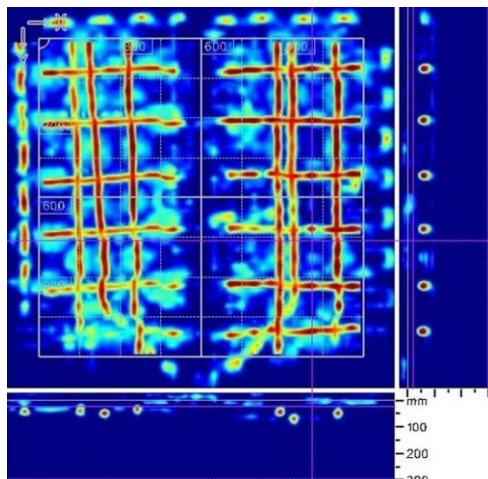
13.2.4 Zjištění vyztužení a způsobu ukotvení plastiky

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.

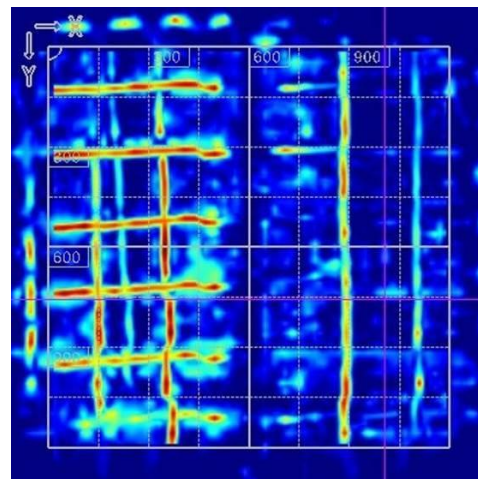
Právě detail uchycení horní části plastiky k soklu je mimořádně problematický a téměř nepřístupný. Proto bylo možné toto uchycení určit pouze nepřímo. Nejprve byl proveden plošný sken o rozměrech 1,20 × 1,20 m v dolní části disku – viz *Obr. 13.7*. Sken byl symetrický podle svislé osy, z důvodu nutného přesahu začínal přibližně 180 mm nad soklem. Na *Obr. 13.8* je zobrazena veškerá výztuž plastiky z jedné strany a následně na několika pohledech v pěti různých intervalech hloubky pod povrchem.



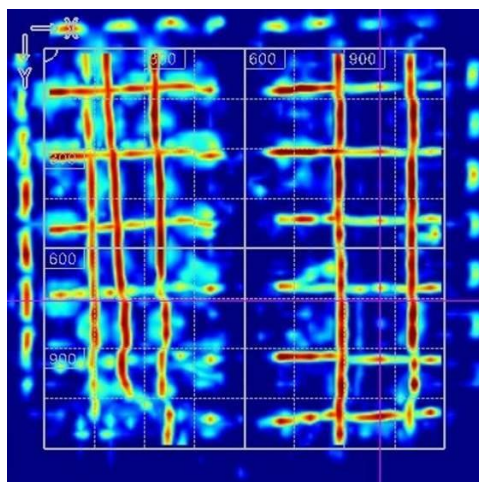
Obr. 13.7.: Stanovení množství a polohy výztuže v dolní části plastiky pomocí radaru Hilti PS 1000 – použit nalepený rastr o rozměrech 1,20×1,20 m.



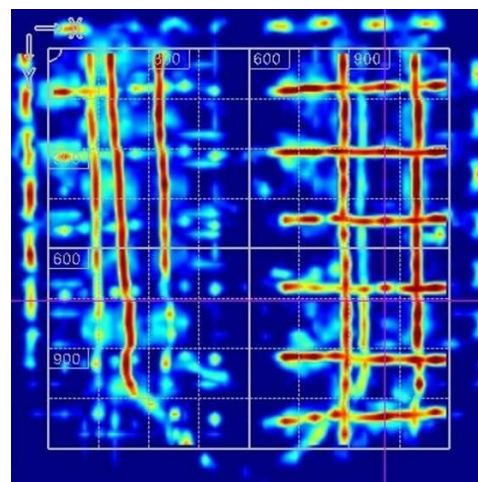
Veškerá výztuž 0 – 100 mm



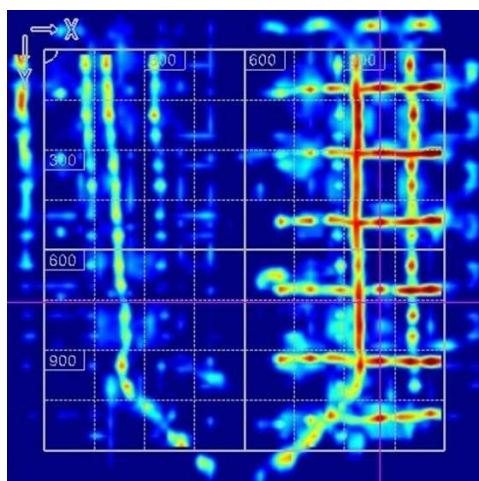
Hloubka 20-35 mm



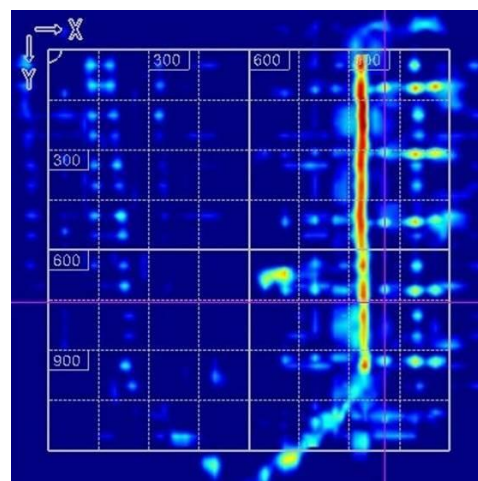
Hloubka 35-50 mm



Hloubka 50-65 mm



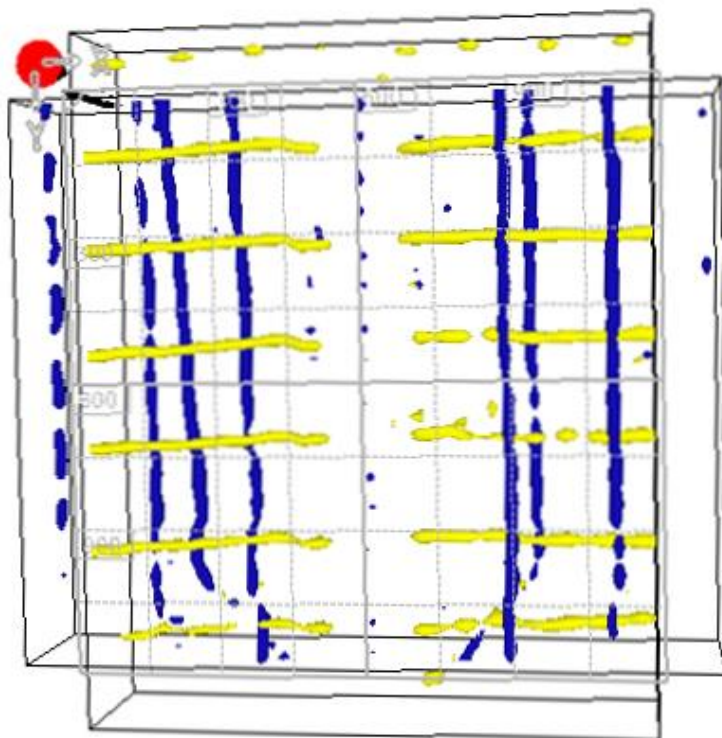
Hloubka 65-80 mm



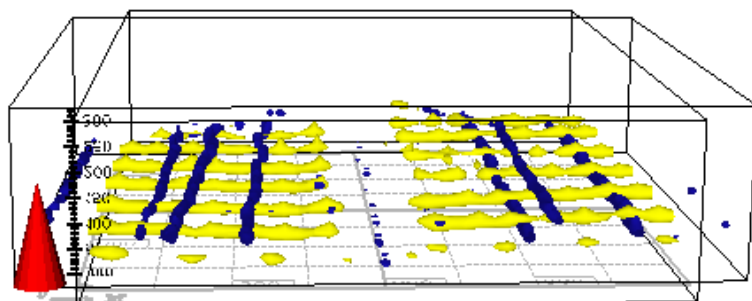
Hloubka 80-95 mm

Obr. 13.8.: Strana A, zobrazení veškeré výztuže na severní straně plastiky v pohledu i obou řezech, na dalších obrázcích plošné zobrazení výztuže v různých hloubkách od povrchu. V hloubce od 50 mm do 100 mm je patrná hlavní výztuha ve tvaru lomeného „U“.

Pro názornost je na Obr. 13.9. a Obr. 13.10. zobrazena veškerá vodorovná (žlutě) a svislá (modře) výztuž ze skenované oblasti severní strany plastiky.

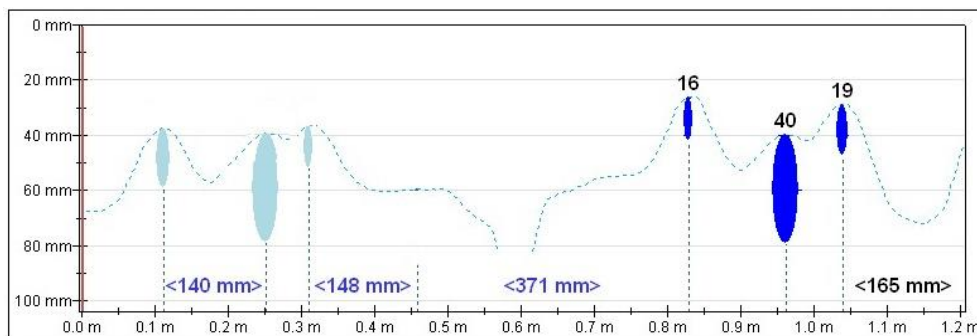


Obr. 13.9.: Trojrozměrný model vyztužení při pohledu zepředu – vlevo je nejbliže povrchu vodorovná (žlutá) výztuž, zatímco vpravo svislá (modrá) výztuž disku.



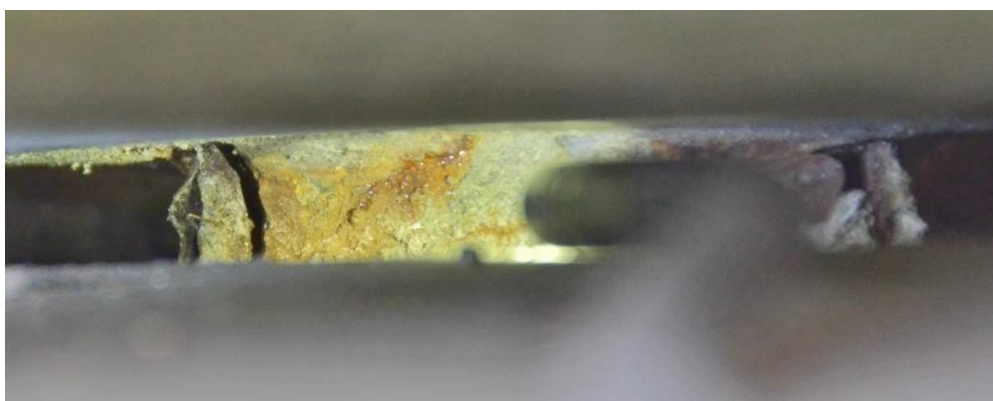
Obr. 13.10.: Z trojrozměrného modelu vyztužení při pohledu zevnitř je patrné, že na levé straně je vodorovná (žlutá) výztuž blíže povrchu, zatímco na pravé straně je blíže povrchu výztuž svislá. Nejdále od povrchu je hlavní výztuha ve tvaru lomeného „U“ ohnutá ze soklu.

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. 13.11.) se pravděpodobně jedná o větší profily, odhadem \varnothing 16 mm. Výztuž ze soklu vychází ještě výrazně větší, neboť se jedná o jiný druh výztuže – pásovinu, jak ukázala vizuální a endoskopická prohlídka.



Obr. 13.11.: Měření průměru svislé výztuže cca 1,0 m nad úrovní soklu nebylo příliš průkazné z důvodu blízké 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, kterou jsou obě části spojeny. Jedná se na každé straně disku vždy o dva kusy pásovinu o šířce cca 40 mm, jejichž tloušťku nebylo možné přesně stanovit (později při restaurování plastiky se ukázalo, že jde o hranatý profil 40×20 mm). Jeden ze čtyř profilů je dokumentován na Obr. 13.12.



Obr. 13.12.: Pohled do spáry mezi diskem a soklem, v němž je po nasvícení vidět jak pásovina o šířce 40 mm, tak i 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. 13.13*.



Obr. 13.13.: 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. 13.14.* a *Obr. 13.15.* Pod spárou 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.

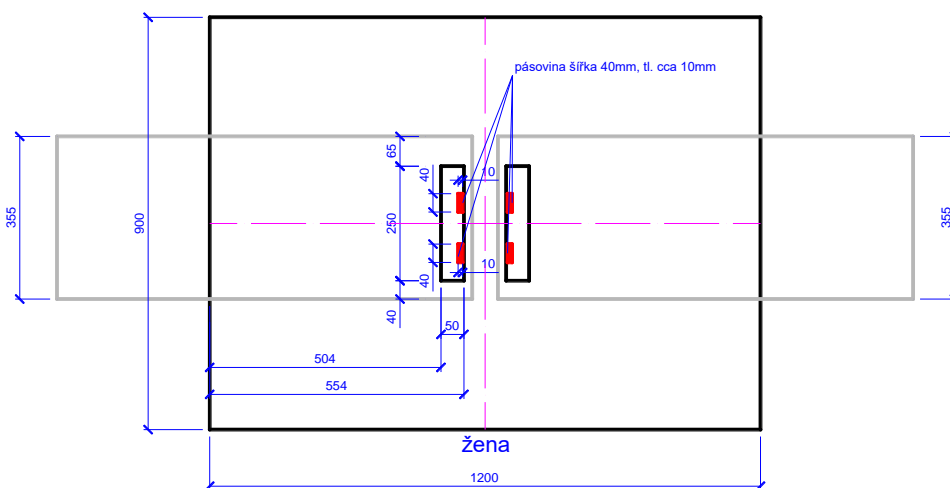


Obr. 13.14.: Pohled videoskopem do nezainjektované kapsy v soklu vyplněné biologickým materiálem, vpravo zkorodovaný povrch výztuhy procházející ze soklu do horního disku.



Obr. 13.15.: Detail poškození okraje pásoviny podélnou svislou trhlinou způsobenou korozí oceli. 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. 13.16 je schematicky zakreslena pásovina jdoucí ze soklu v řezu těsně pod horním povrchem soklu. Tloušťku pásoviny se nepodařilo přesně změřit.



Obr. 13.16.: Schéma uchycení horní části plastiky k soklu v řezu těsně pod povrchem soklu – hloubku obou kapes se nepodařilo ověřit, stejně jako přesné rozměry pásoviny.

13.2.5 Shrnutí 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“ 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. Betonu byla na stranu bezpečnou přiřazena pevnostní třída C 30/37.

Prakticky zanedbatelná karbonatace do hloubky 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.

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, včetně uměleckých děl a památek.

13.3 Případová studie 2 – stanovení množství a průběhu hlavní nosné výztuže v konstrukci železobetonového trémového mostu.

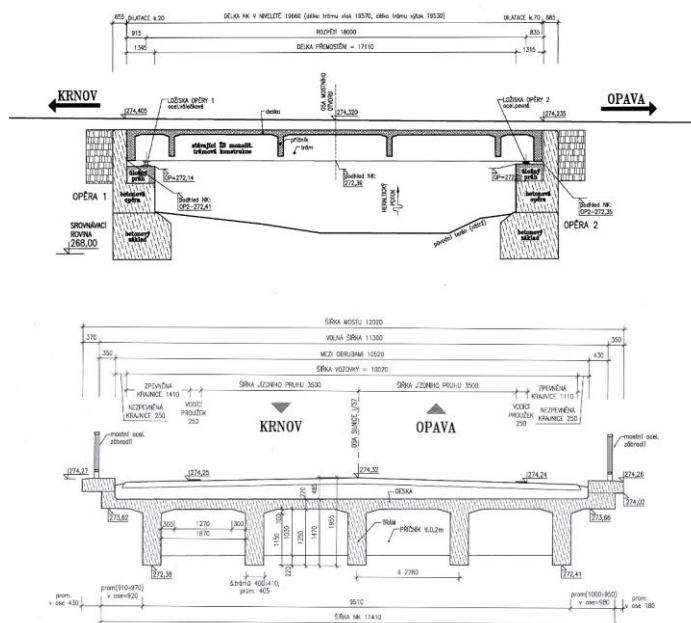
Studie dokládá platnost georadaru, jako plnohodnotné diagnostické nedestruktivní metody pro stanovení polohy výztuže mna příkladu železobetonového mostu na silnici 1. třídy ev.č. 57-016 přes místní vodoteč u obce Holasovice u Opavy. Nosná konstrukce mostu je železobetonová trémová, tvořená pěti trámy o šířce 400 mm a výšce bez desky 1260 mm, spojených čtyřmi příčníky o šířce 250 mm a výšce 1040 mm. Trámy a příčníky jsou monoliticky spojeny s deskou.



Původ konstrukce je třeba hledat v 50. letech, kdy podle všeho nahradila mostní provizorium na místě mostu poškozeného v průběhu bojů v závěru druhé světové války. Typickým rysem konstrukcí z dané doby je fakt, že se nedochovala původní dokumentace, a únosnost konstrukce byla běžně odhadována na základě doby vzniku a třídy komunikace, na níž se v době vzniku most nacházel. Na sklonku 80. Let 20. Století bylo rozhodnuto o stavebně technickém průzkumu, jehož výsledky umožní určení aktuální únosnosti mostu, v návaznosti na jeho technický stav a plánovanou rekonstrukci komunikace. Je zajímavé, že do doby skutečného zahájení rekonstrukce objektu (2015) byly provedeny celkem 3 stavebně technické průzkumy, na nichž lze velmi ilustrativně doložit dobové možnosti i úskalí dostupných diagnostických metod pro stanovení vyztužení konstrukce. Tato studie je nadále detailně zaměřena na stanovení vyztužení hlavních nosných trámů.



Obr. 13.17.: Silniční most ev.č. 57-016 přes místní vodoteč u obce Holasovice u Opavy, stav k srpnu 2011.



Obr. 13.18.: Silniční most ev.č. 57-016 přes místní vodoteč u obce Holasovice u Opavy – podélný a příčný řez mostem.

13.3.1 První stavebně technický průzkum

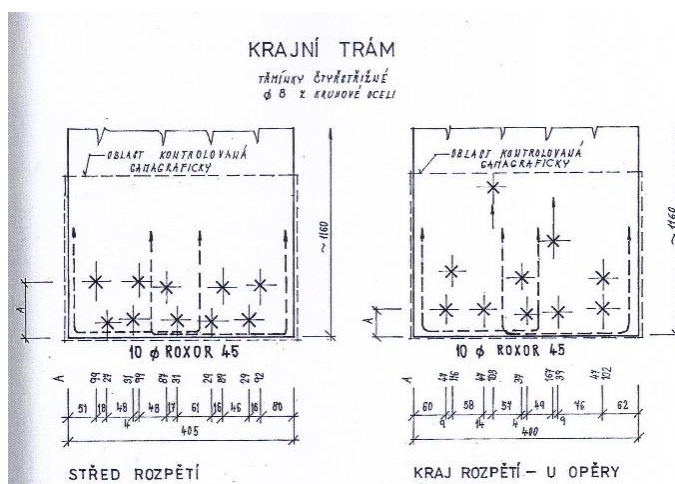
První stavebně technický průzkum byl proveden pracovníky Technického a zkušebního ústavu v Brně v roce mezi lety 1988 až 1991. Průzkum byl proveden v běžném rozsahu, zahrnoval předběžnou prohlídku s výčtem a charakteristikou zjištěných poruch konstrukce, a dále vlastní diagnostiku s cílem stanovit jak základní vlastnosti betonu mostní konstrukce (trámů, příčníků a desek), a betonu opěr a úložných prahů, dále skladbu vozovky a stanovení vyztužení ve vybraných průřezech základních prvků železobetonové konstrukce (krajní trám, vnitřní trám, příčník, deska, úložný práh opěry).

13.3.1.1 Rozsah průzkumu hlavních nosných trámů

- Vnitřní trám – stanovena poloha hlavních nosných výztuží uprostřed rozpětí u spodního líce trámu, dále totéž v blízkosti opěry, následně byl proveden pokus o zjištění polohy smykových ohybů výztuží, a zjištěna průměrná rozteč třmínků.
- Krajní trám – poloha výztuže stanovena pouze uprostřed rozpětí.

13.3.1.2 Použité metody a zařízení.

- Radiografická metoda s užitím gamazářiče Co60 pro stanovení množství a polohy hlavních výztuží u spodního líce trámů (uprostřed rozpětí a blíže okraji)
- Elektromagnetický indikátor 2. generace Proceq Profometer 2 - zjištění polohy třmínků a snad stanovení polohy smykových ohybů krajních hlavních výztuží, současně byla touto metodou detekována ze spodního líce spodní vrstva hlavních výztuží (5 ks), metoda by byla použitelná i pro detekci krajních výztuží ve všech vrstvách měřením z bočních líců, což však nebylo z důvodu využití radiografie provedeno.
- Sekané sondy – doplnily údaje o průměrech výztuží a třmínků.



Obr. 13.19.: Původní deklarované výsledky stanovení vyztužení v trámech mostu z roku 1991.

13.3.1.3 Výsledky průzkumu

V původní zprávě bylo konstatováno, že vnitřní i krajní trám jsou vyztuženy stejně, tj. 10 pruty hlavní výztuže R45 ve dvou vrstvách, přičemž dva pruty se ohýbají nahoru ve vzdálenosti 1,07m respektive 1,17m od ložiska. Dále byla stanovena rozteč třmínků (\varnothing 8 mm) a fakt, že jsou čtyřstržně.

Při statickém přepočtu únosnosti konstrukce byla vyslovena pochybnost o skutečném počtu a průběhu výztuží v trámech mostu, nicméně vzhledem k odkladu rekonstrukce nebyla situace řešena. Jak ukáže následující část, pochybnost byla oprávněná. Příčinou pochybení byla patrně nevhodně zvolená malá ohnisková vzdálenost při volbě parametrů radiografie (vzdálenost mezi zdrojem záření a povrchem betonu – spodním lícem trámu), kdy nebylo počítáno s případnou třetí vrstvou výztuží, třetí vrstva výztuží nebyla na radiogramech reálně detekovatelná. Navíc zobrazení výztuží typu Roxor (10 512) je při vyhodnocování radiogramů komplikovanější, než u výztuží kruhového průřezu (křížový průřez Roxoru vytváří na radiogramu více zobrazených hran, tedy „falešných“ linií, které při více výztužích nad sebou velmi komplikují vyhodnocení radiogramů.

13.3.2 **Druhý stavebně technický průzkum**

Druhý stavebně technický průzkum byl proveden pracovníky Fakulty stavební VUT v Brně v roce 2011. Jeho rozsah měl upřesnit změny stavu mostní konstrukce a materiálových charakteristik betonu k aktuálnímu datu, a současně vyjasnit pochybnosti o vyztužení trámů.

Vyztužení bylo na základě požadavku objednatele ověřeno pouze na krajním trámu – poloha výztuže stanovena pouze uprostřed rozpětí.

13.3.2.1 Použité metody a zařízení

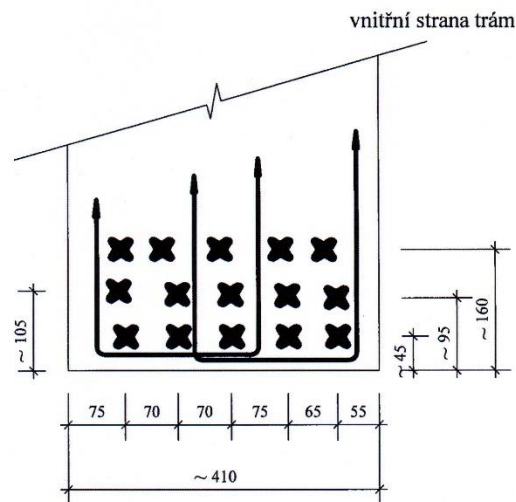
- Radiografická metoda s užitím gamazářiče Co60 pro stanovení množství a polohy hlavních výztuží u spodního líce trámů.
- Elektromagnetický indikátor 4. generace Profometer 4 - zjištění polohy třmínků.
- Sekaná sonda – doplnění údajů o průměrech a typu třmínků.

Rozmístění výztuže v krajním trámu bylo určováno radiografickou stereometodou. Jako zdroje záření bylo použito zářiče Co60 o aktivitě 1,095 TBq. Pro stanovení polohy výztuží v daném místě bylo nutné provést celkem 4 expozice, postupně ze čtyř ohnisek, každá expozice trvala na místě cca 15 minut. Úspěšnost zvolených a užitých parametrů metody bylo možné zjistit až po vyhodnocení radiogramů a provedení poměrně komplikovaného grafického vyhodnocení. V průběhu prozařování bylo nezbytné uzavření mostu pro pěší, a omezení pohybu obyvatel v dotčeném okolí tzv. přechodného kontrolovaného pásma.

13.3.2.2 Výsledky průzkumu

V krajním trámu uprostřed rozpětí bylo nově zjištěno celkem 15 prutů hlavní výztuže R45 ve třech vrstvách, množství a poloha smykových ohybů nebyly řešeny. Dále byl stanoven typ, a rozteč třmínků a fakt, že jsou čtyřstržňné (hladká výztuž $\varnothing 8$ mm).

Polohy a počet ohybů hlavních výztuží nebyly určovány, k danému datu byla jedinou použitelnou metodou k danému účelu radiografie, provedená vodorovným (bočním) prozařováním trámů kdy zářič by byl umístěn ve volném prostoru na jednom bočním líci trámu, a radiografické filmy na protilehlém bočním líci trámu. Při vhodně zvolené ohniskové vzdálenosti by bylo možné sice prozařovat dočasně na více filmů (2 – 3), nicméně tloušťka betonu 600 mm (šířka trámu) v kombinaci s vyšší ohniskovou vzdáleností by vyžadovala expozici řádově v jednotkách hodin, což bylo v kontextu bezpečnostních opatření a časové náročnosti vyloučeno.



Zjištěno: 15 x R 45(Roxor)

Třmínky : $\varnothing 8$ hladká

Obr. 13.20.: Nově radiograficky stanovené vyztužení krajního trámu uprostřed rozpětí. [68]

13.3.3 Třetí stavebně technický průzkum

Třetí stavebně technický průzkum byl proveden pracovníky Ústavu stavebního zkušebnictví Fakulty stavební VUT v Brně v roce 2014. Jeho cílem bylo nově dostupnou technologií georadaru doplnit chybějící údaj k vyztužení hlavních nosných trámů konstrukce, tedy rozsah a polohu smykových ohybů hlavní výztuže.

13.3.3.1 Použité metody, zařízení a výstupy

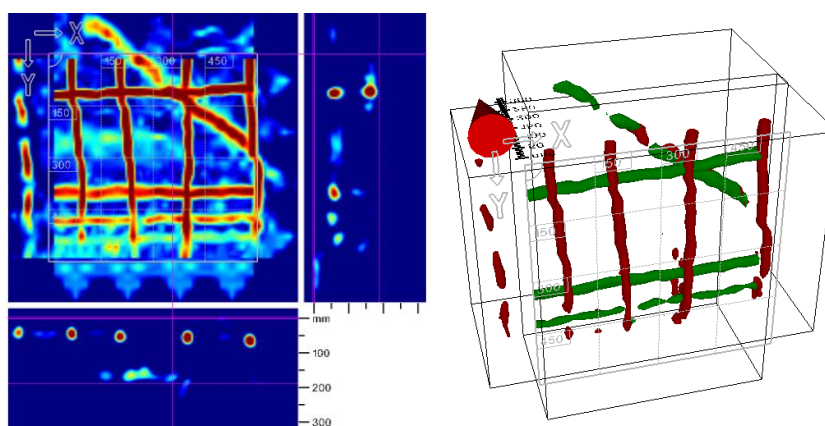
- Georadar Hilti PS1000 X-SCAN na jednom krajním a jednom vnitřním trámu. Na obou zkoumaných trámech mostu byly provedeny série plošných radarových skenů 600 x 600 mm z obou stran trámu vždy

od okraje trámu na Holasovické straně. Vzhledem k šířce trámu 400 mm a hloubkovému dosahu zařízení 300 mm bylo zaručeno, že skenované oblasti se uvnitř trámu překrývají, a byla tedy záruka zobrazení všech ohybů smykové výztuže. Prováděné radarové skeny na sebe svými bočními okraji navazovaly. Spodní okraj skenovaných polí mírně přesahoval spodní okraj trámů. Bylo tedy zaručeno, že na skenech bude zachycen průběh všech hlavních výztuží, ve všech vrstvách jejich případné ohyby. Celkem bylo provedeno na každém bočním líci trámu až 12 plošných skenů formátu 600 x 600 mm (z vnitřní stany v místech příčníků byly skeny adekvátně posunuty).

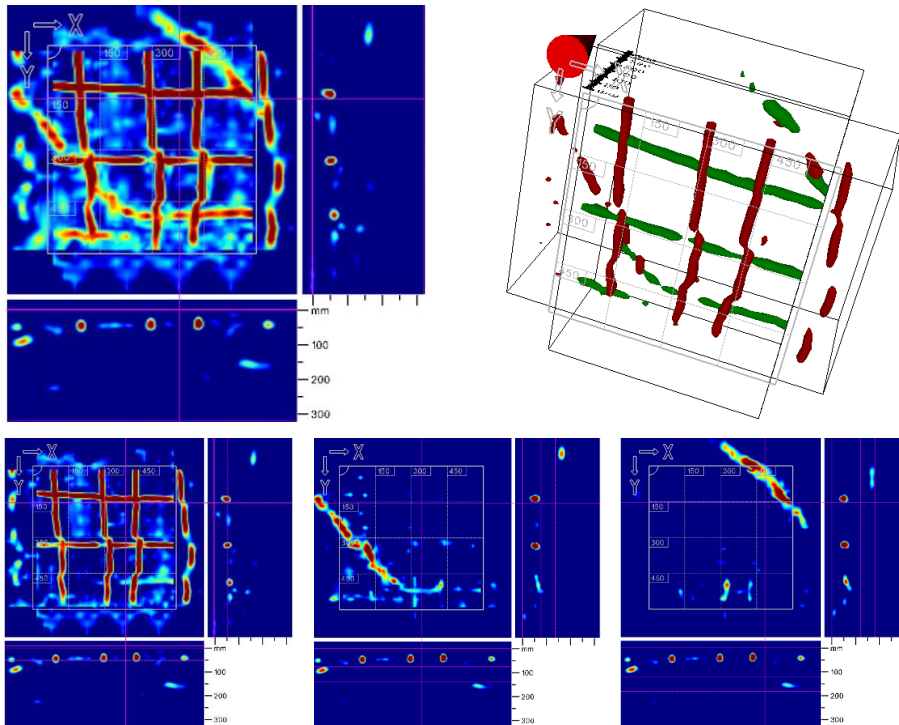


Obr. 13.21.: Celkový pohled a detail umístění měřícího rastru při jednom ze série měření na bočním líci krajního trámu.

Výsledkem jednotlivých skenů je zobrazení nehomogenit v betonu (v tomto případě ocelové výztuže) do hloubky 300 mm, v podobě pohledu na skenovanou oblast, a řezů v navzájem kolmých rovinách. Roviny řezu je možno v dodaném softwaru při vyhodnocování libovolně měnit. Stejně tak je možné nastavit provedení skenu tak, aby se v pohledu zobrazovala výztuž jen mezi dvěma konkrétními hloubkovými úrovněmi.



Obr. 13.22.: Příklad jednoho z radarových skenů s jasně zobrazenou polohou hlavních nosných výztuží (zde ohybem jedné z nich), třmínek i vodorovné konstrukční výztuže. Výsledek je možné zobrazit pro názornost v plnohodnotném 3D zobrazení s možností libovolné prostorové rotace.

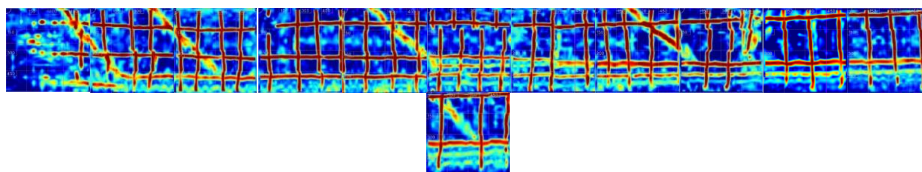


Obr. 13.23.: Další z radarových skenů s jasně zobrazenou polohou hlavních nosných výztuží (a ohybem dvou z nich), třmínků i vodorovné konstrukční výztuže. Zde je demonstrována možnost zobrazení v kompletním 2D (na celou hloubku dosahu radaru), vedle adekvátní 3D a dole trojice zobrazení téhož skenu, se separátním zobrazením třmínků akonstrukční výztuže u povrchu, ohybu cca 80 mm pod povrchem a konečně druhého ohybu cca 150 mm. pod povrchem. Tyto možnosti výrazně usnadňují vyhodnocování a další práci s radarovými skeny.

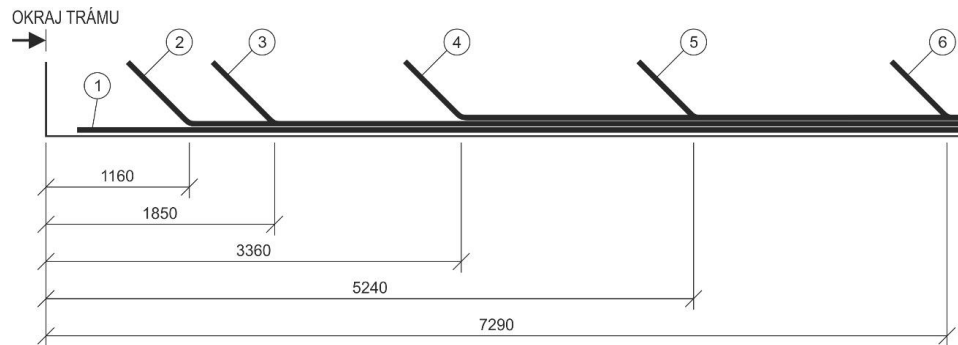
13.3.3.2 Výsledky průzkumu

S využitím zařízení Hilti PS1000 X-SCAN byly provedeny série plošných skenů na bočních lících jednoho krajního trámu na návodní straně mostu a středního trámu, v obou případech z Holasovické (Krnovské) strany do vzdálenosti cca 8 m od kraje trámu. Celé měření trvalo řádově pouze několik hodin.

Bylo detekováno celkem 10 ohybů hlavních výztuží, de facto tedy kompletně obě horní řady. Ohyby byly sdruženy na celkem 5 jasně definovaných pozicích.

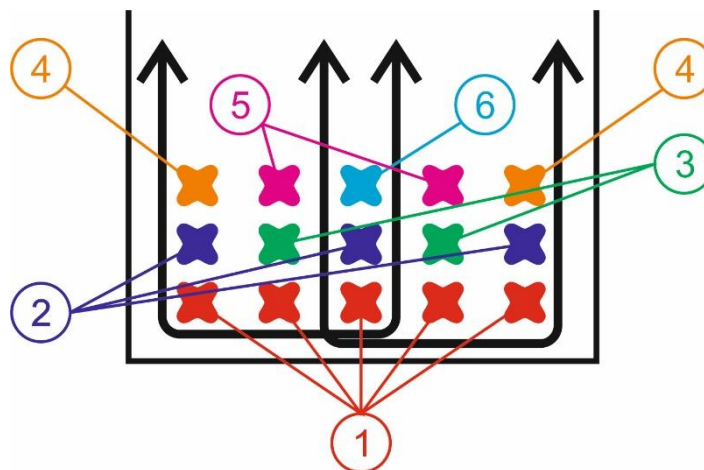


Obr. 13.24.: Příklad výsledku složení radarových skenů na vnějším líci krajního trámu mostu, skenovaná oblast začíná 290 mm od kraje trámu. Jednoznačně je patrná jak poloha třmínků, tak ohybů smykové výztuže i vodorovné konstrukční výztuže, počty ohybů smykové výztuže v každé pozici byly následně stanoveny kombinací skenů z obou líců trámu.



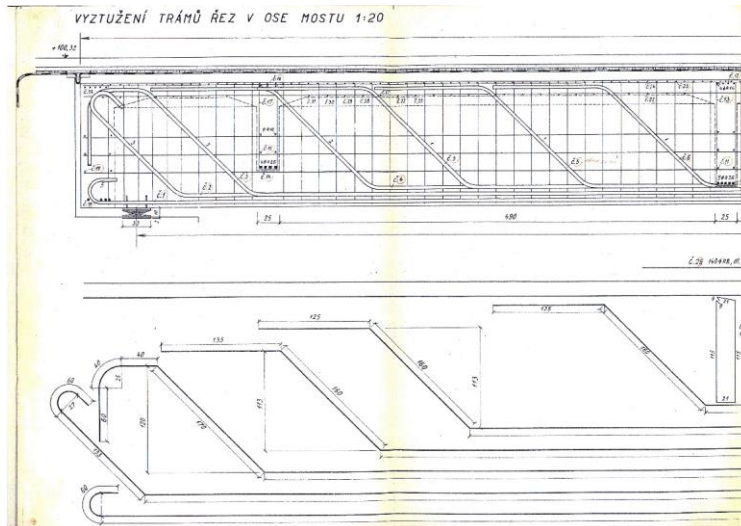
Obr. 13.25.: Schematický výkres polohy ohybů smykové výztuže v krajním trámu mostu na návodní straně z Holasovické (Krnovské) strany. Výztužím jsou přiřazena čísla odpovídající označení v řezu trámem uprostřed rozpětí v Obr. 13.24..

- 1 – pět výztuží spodní řady jdoucí přímo do podpory
- 2 – trojice výztuží ohýbajících se ze střední řady (obě krajní a střední)
- 3 – dvojice výztuží ohýbajících se ze střední řady (druhá a čtvrtá)
- 4 – dvojice výztuží ohýbajících se z horní řady (obě krajní)
- 5 – dvojice výztuží ohýbajících se z horní řady (druhá a čtvrtá)
- 6 – jedna výztuž ohýbající se z horní řady (střední)

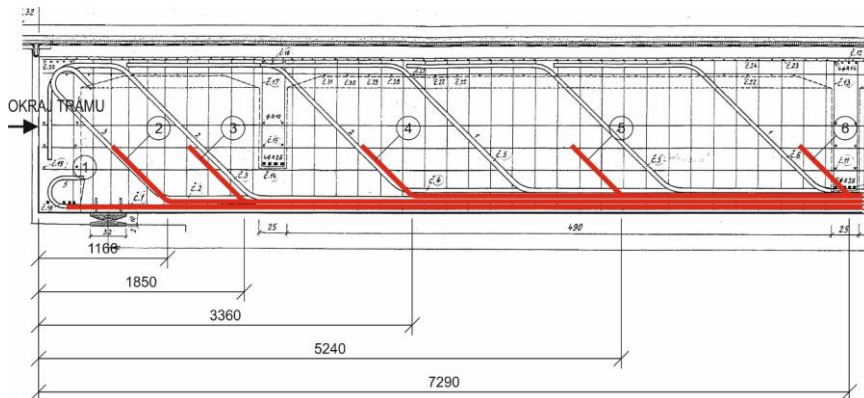


Obr. 13.26.: Schematický řez trámem uprostřed rozpětí, jednotlivým výztužím jsou přiřazena čísla, korespondující s označením jednotlivých ohybů v Obr.13.25.

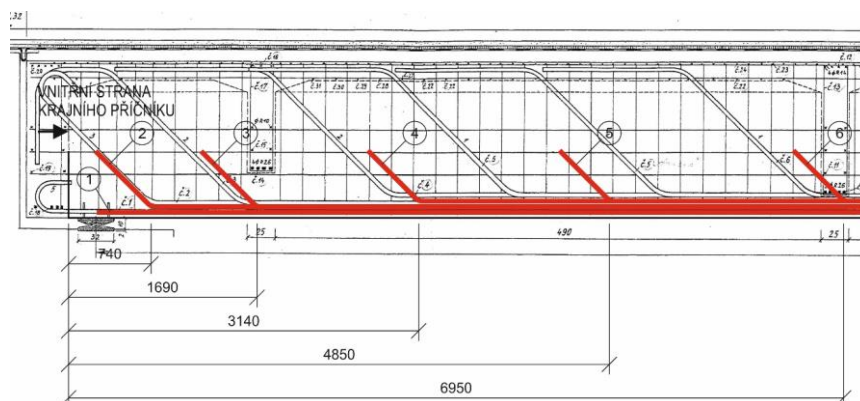
Zajímavou skutečností je, že až po provedení tohoto třetího stavebně technického průzkumu mostu se provozovateli konstrukce dostala do rukou původní prováděcí výkresová dokumentace, což umožnilo ex post srovnání výsledků radarového průzkumu s výkresy požadovanou podobou vyztužení. Lze konstatovat, že vyztužení bylo provedeno poměrně přesně, odchylku lze spatřit pouze ve sloučení dvou plánovaných pozic ohybů do jedné. Z radarových skenů byly zpřesněny i průměrné vzdálenosti třmínků u povrchu trámů ve sledované oblasti.



Obr. 13.27.: Jeden z původních armovacích výkresů mostu – vyztužení trámů.



Obr. 13.28.: Porovnání skutečné a předpokládané polohy ohybů smykové výztuže v krajním trámu mostu na návodní straně z Holasovické strany. Skutečná poloha ohybů nakreslena červeně.



Obr. 13.29.: Porovnání skutečné a předpokládané polohy ohybů smykové výztuže ve středním trámu mostu z Holasovické strany. Skutečná poloha ohybů nakreslena červeně.

13.3.4 Vyhodnocení případové studie

Tento příklad dobře ukazuje možnosti, omezení i rizika diagnostických metod pro stanovení polohy výztuže, i v kontextu jejich dostupnosti a vývoje.

Metoda georadaru zde jasně prokázala své rozsáhlé možnosti, a vysokou hodnotu, danou rychlým prováděním a okamžitou vizualizací výsledků měření. Rovněž možnosti vyhodnocovacího software jsou další přidanou hodnotou dané metody. Pro stanovení polohy ohybů hlavních výztuží se jeví metoda georadaru optimální, bez nutnosti využití dalších doplňkových metod. Na druhé straně pro určení základní polohy všech hlavních výztuží uprostřed rozpětí v průřezu nosníku by bylo nezbytné provést radarový sken ze spodního líce trámu, i z obou líců bočních, s rizikem, že vnitřní výztuže ve 2. a 3. vrstvě nebudou zobrazeny. Nicméně po kombinaci se skeny zachycujícími ohyby hlavních výztuží, by bylo možné celkový obraz vyztužení (tedy i počtu výztuží ve středu rozpětí u spodního líce) spolehlivě stanovit. Elektromagnetický indikátor výztuže zde je využitelný pouze pro detekci třmínkové výztuže, druh výztužných vložek by v tomto případě byl zjistitelný pouze sekanou sondou.

13.4 Shrnutí



Při hodnocení existujících konstrukcí libovolného typu je vždy důležité stanovit účel hodnocení, scénáře, co se bude s konstrukcí dít do budoucna a na základě toho definovat požadavky na diagnostický průzkum. V rámci průzkumu je pak třeba zvolit takovou kombinaci dostupných nedestruktivních metod doplněných cílenými sondami, aby byly splněny požadavky kladené na průzkum co nejefektivněji a současně s minimálním poškozením konstrukce. Příkladem je diagnostika umělecké plastiky Slunce a člověk, kde se pomocí téměř výhradně nedestruktivních metod podařilo zjistit jak vlastnosti betonu, tak i způsob vyztužení této specifické konstrukce.

13.5 Studijní prameny

13.5.1 Seznam použité literatury



[13.1] CIKRLE, P.; ANTON, O.; DANĚK, P.; KUCHARCZYKOVÁ, B.; MISÁK, P. *NDT Zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu ČŽV*. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2010. s. 133. ISBN: 978-80-214-4198- 9.

[13.2] CIKRLE, Petr. *Význam nedestruktivních diagnostických metod pro hodnocení železobetonových konstrukcí*. Vědecké spisy Vysokého učení technického v Brně. Habilitační a inaugurační spisy. Brno: Vysoké učení technické v Brně, nakladatelství VUTIUM, 2017. ISBN 978-80-214-5464-4.

[13.2] CIKRLE, P.; KOCÁB, D.; POSPÍCHAL, O. Zkoušení betonu ultrazvukovou impulsovou metodou. *Beton TKS*. 2013. 13(3). p. 74 - 79. ISSN 1213-3116.

[13.2] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. Praha, ÚNMZ, 2012.

13.5.2 Seznam doplňkové studijní literatury

[13.2] Balayssac, Jean-Paul and Garnier, Vincent Non-destructive Testing and Evaluation of Civil Engineering Structures. 1. vydání Amsterdam: Elsevier. ISBN: 9781785482298.



14 KLÍČ



14.1 Hodnocení existujících konstrukcí – stavebně technické průzkumy, základní fyzikálně mechanické vlastnosti materiálů a jejich zkoušení

Odpověď 1.1.: ČSN ISO 138 22 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení stávajících konstrukcí

Odpověď 1.2.: Soubor činností prováděných za účelem ověření spolehlivosti existující konstrukce z hlediska jejího budoucího používání.

Odpověď 1.3.: Nepříznivá změna stavu konstrukce, která může ovlivnit její funkční spolehlivost.

Odpověď 1.4.: Proces, který nepříznivě ovlivňuje funkční způsobilost včetně spolehlivosti v čase v důsledku vlivů, jimž byla konstrukce v průběhu času vystavena.

Odpověď 1.5.: Studium veškeré dostupné dokumentace a dalších údajů o stavbě, Předběžná prohlídka, Předběžné ověření, Rozhodnutí o okamžitých opatřeních, Doporučení pro podrobné hodnocení.

Odpověď 1.6.: Podrobná prohlídka konstrukce včetně sond a zkoušek materiálů. Určení charakteristických hodnot materiálových vlastností. Stanovení zatížení a únosnosti nosných prvků konstrukce. Případná provozní a konstrukční opatření, a plán prohlídek a údržby.

Odpověď 1.7.: Zkoušky stavebních materiálů a konstrukcí dělíme na destruktivní a nedestruktivní.

Odpověď 1.8.: Je definována jako podíl hmotnosti množství látky a jejího objemu včetně dutin a pórů.

Odpověď 1.9.: Vlhkost vyjadřujeme poměrem množství vody k množství suché látky (buď hmotnostně nebo objemově).

Odpověď 1.10.: Hookeův zákon vyjadřuje vztah mezi napětím a deformací, podle něj je deformace ε úměrná napětí σ v oblasti pružnosti látky až do meze úměrnosti.

Odpověď 1.11.: Pevnost v tlaku je mezní napětí při největším zatížení, které snese zkušební těleso při zkoušce tlakem, vztažené na plochu počátečního průřezu.

14.2 Vlastnosti ztvrdlého betonu a jejich zkoušení

Odpověď 2.1.: Beton je materiál ze směsi cementu, hrubého a drobného kameniva a vody, s přísadami nebo příměsemi nebo bez nich, který získává své vlastnosti hydratací cementu.

Odpověď 2.2.: Pevnost v tlaku.

Odpověď 2.3.: Jedná se o 5% kvantil, což je taková hodnota pevnosti, u níž se předpokládá, že nejvýše 5 % všech možných výsledků pevnosti hodnoceného objemu betonu bude nižší než tato hodnota.

Odpověď 2.4.: Pomocí zkoušky pevnosti v prostém tahu, pevnosti v příčném tahu, pevnosti v tahu ohybem a pevnosti v tahu povrchových vrstev (soudržnosti).

Odpověď 2.5.: Měrná veličina tuhosti pevné látky v tlaku (tahu).

Odpověď 2.6.: Pomocí ultrazvukové impulzové metody a pomocí rezonanční metody.

Odpověď 2.7.: Pomocí zkoušky v tlaku a pomocí zkoušky v tahu ohybem.

Odpověď 2.8.: Propustnost betonu pro vodu lze stanovit zkouškou stanovení hloubky průsaku tlakovou vodou. Propustnost pro plyny lze stanovit metodou TPT.

Odpověď 2.9.: Chemický proces, jehož důsledkem je koroze ocelové výztuže (oxid uhličitý CO_2 reaguje s portlanditem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ obsaženým v betonu. S klesajícím objemem portlanditu se snižuje pH betonu – když pH klesne pod hodnotu 9, dojde k takzvané “depasivaci” výztuže a v tomto okamžiku startuje její koroze.

Odpověď 2.10.: Určí se, zda na beton působí chemické rozmrazovací látky či nikoliv. Pokud působí, dochází k tzv. odlupování a zkouší se odolnost betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek. Pokud nepůsobí, dochází k porušení vnitřní struktury betonu a zkouší se mrazuvzdornost betonu.

14.3 Zkoušení kamene a kameniva

Odpověď 3.1.: Na vyvřelé, metamorfované a sedimentární.

Odpověď 3.2: krychle o hraně (50 ± 5) mm nebo (70 ± 5) mm; válce s kruhovým průřezem, jejichž průměr a výška se rovnají (50 ± 5) mm nebo (70 ± 5) mm; hranoly 50x50x300 mm.

Odpověď 3.3: Vizuálně a na základě snížení dynamického modulu pružnosti.

Odpověď 3.4: podle původu (přírodní, umělé, recyklované), podle způsobu vzniku (těžené, drcené, těžené předrcené), podle velikosti zrn (drobné, hrubé, jemné částice, směs kameniva, filer), podle objemové hmotnosti (pórovité, hutné kamenivo, těžké).

Odpověď 3.5: Zkouška se skládá z roztřídění a oddělení materiálu pomocí sady sít do několika frakcí se sestupnou velikostí otvorů.

Odpověď 3.6: Metoda s drátěným košem (pro zrna kameniva propadlá zkušební sítí 63 mm a zachycená na zkušební sítě 31,5 mm), pyknometrická metoda (ty jsou dvě – pro kameniva propadlá zkušební sítí 31,5 mm a zachycená na zkušební sítě 4 mm a kameniva propadlá zkušební sítí 4 mm a zachycená na zkušební sítě 0,063 mm).

Odpověď 3.7: Limitní poměr je 3.

14.4 Nedestruktivní zkoušení betonu

Odpověď 4.1.: b

Odpověď 4.2.: c

Odpověď 4.3.: b

14.5 Zkoušení betonu in situ na vývrtech, vlastnosti starých betonů

Odpověď 5.1.: Prakticky výhradně se odběr děje jádrovým vrtáním, a to dvěma způsoby – za sucha a za mokra. Vrtání za sucha se v praxi používá minimálně, např. při vymezení plochy u zkoušek pevnosti v tahu povrchových vrstev betonů. Vrtání za mokra se používá v největší míře. Při vrtání je do vrtného zařízení přiváděna voda, která prochází přes úchytnou hlavici vrtáku a postupuje až k brusným segmentům. Takto dochází k ochlazování vrtáku a vyplavování odvrtného materiálu z konstrukce.

Odpověď 5.2.: Požadavky na rozměry jsou: porovnáváme-li pevnost s krychelnou pevností, pak je štíhlost 1:1 (jsou přípustné vývrty s poměrem délky k průměru od 0,90 do 1,10), zatímco při porovnávání s válcovou pevností, je štíhlost 2:1 (jsou přípustné vývrty s poměrem délky k průměru od 1,95 do 2,05). Průměr vývrtů má být $d \geq 75$ mm, ovšem přesáhne-li velikost největšího zrna kameniva $1/3$ průměru vývrtu, pak to může mít značný vliv na dosaženou pevnost v tlaku a je vhodné průměr vývrtu zvětšit.

Odpověď 5.3.: Charakteristická pevnost v tlaku betonu je z principu 5 % kvantil, tedy u 95 % ze souboru hodnot se očekává vyšší hodnota, než charakteristická. Odhaduje se z průměrné hodnoty a směrodatné odchylky, přičemž se zohlední rovněž počet zkoušek.

Odpověď 5.4.: Zkušební oblast – jeden nebo více konstrukčních prvků nebo dílců, o kterých je známo nebo se předpokládá, že jsou vyrobeny ze stejných složek a jsou stejné pevnostní třídy. Z běžné oblasti, která se předpokládá kolem 30 m³ betonu (ovšem pokud prokážeme, že se jedná o stejný beton, může být i výrazně větší), musíme odebrat minimálně 8 jádrových vývrtů s průměrem $d \geq 75$ mm. U malé zkušební oblasti do 10 m³ betonu stačí 3-4 vývrty (ovšem alespoň 1 z každého prvku).

14.6 Zkoušení kovů, vlastnosti starých typů výztuží a železných prvků

Odpověď 6.1.: Z hlediska použitých materiálů je podstatná doba vzniku: U konstrukcí staveb postavených do roku 1894 se předpokládá použití svářkového železa nebo litiny. U konstrukcí staveb postavených mezi lety 1895 a 1905 včetně je nutné ověřit, jaký materiál byl použit (svářkové železo,



plávková ocel nebo litina). Konstrukce staveb provedené po roce 1905 mohou být z litiny nebo různých druhů oceli.

Odpověď 6.2.: Při zkoušce porovnáváme průměr vtisku na srovnávací tyčince o známé tvrdosti s průměrem vtisku v materiálu o neznámé tvrdosti. Aby byly oba vtisky srovnatelné, vytvoříme je jedním rázem kladiva, kterým zatlačíme ocelovou kalenou kuličku současně do tyčinky i zkoumaného materiálu.

Odpověď 6.3.: Pro zkoušení je velmi důležité, aby byl měřicí hrot v rámci tolerance nastaven přesně na povrch zkoušeného obroušeného prvku. Měření na zaoblených površích je možné např. s použitím speciálního podstavce tvaru písmene „V“ a nastavením přesné vzdálenosti od povrchu pomocí kalibrační měřky.

Odpověď 6.4.: Pro měření tloušťek materiálů se používají přenosné ultrazvukové tloušťkoměry, které využívají ultrazvukovou odrazovou metodu a celou řadu různých sond. Dvojitý ultrazvukový impuls prochází přes objekt z jednoho povrchu na druhý. Ze změřeného času průchodu a odrazu a známé rychlosti šíření ultrazvukového vlnění ocelí se vypočte tloušťka daného materiálu.

14.7 Stanovení polohy výztuže metodou vířivých proudů

Odpověď 7.1.: K dispozici jsou elektromagnetické indikátory (metoda vířivých proudů), dále radar (GPR) a v omezené míře radiografie, respektive rentgenografie (gamagrafie se již v ČR na železobetonové konstrukce nepoužívá).

Odpověď 7.2.: Měření elektromagnetickými indikátory je tím úspěšnější, čím jednodušší případ vyztužení řešíme. Nejlépe se měří osamocené prut v hloubce od 0 do 60 mm, velmi dobře se měří vyztužení v deskách a sloupech (čtvercového nebo obdélníkového průřezu), v ostatních případech je to již složitější.

Odpověď 7.3.: Profesionální elektromagnetické indikátory jsou schopny určit krytí výztuže až do hloubky 50 mm s přesností ± 1 mm. Měření může být negativně ovlivněno přítomností blízké sousední výztuže (v obou směrech), anebo chybným odhadem průměru měřené výztuže.

Odpověď 7.4.: Minimální vzdálenost sousedních výztuží, při níž nedochází k ovlivnění měření průměru výztuže, je cca 150 mm. V případě menší vzdálenosti sousedních rovnoběžných prutů lze nastavit korekci, a to již od 50 mm (osově).

14.8 Železobeton – stanovení polohy výztuže metodou georadaru

Odpověď 8.1.: Na principu vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů (frekvence řádově stovky MHz až jednotky GHz) do zkoumaného prostředí a na následné registraci jejich odrazů od překážek.

Odpověď 8.2.: Na relativní permitivitě betonu.

Odpověď 8.3.: Na vysílací frekvenci antény, čím vyšší frekvence, tím menší dosah, ale vyšší schopnost detekce menších cílů.

Odpověď 8.4.: liniový sken (až 10 m) a plošné skeny 600 × 600 nebo 1200 × 1200 mm.

Odpověď 8.5.: Metoda vířivých proudů (elektromagnetické indikátory).

Odpověď 8.6.: Nelze.

Odpověď 8.7.: Ideálně plošnými skeny z bočního líce trámu, či liniovými horizontálními skeny na bočních lících trámu (v případě sondy PS1000 se třemi anténami). Pro případ s jednou vrstvou hlavních výztuží je možno použít plošný sken ze spodního líce.

14.9 Keramika – historie, typy zdících prvků, jejich zkoušení a zkoušení starých cihel pro znovupoužití

Odpověď 9.1.: 2 – 8 %

Odpověď 9.2.: Podle použití na výrobky pro svislé konstrukce, výrobky pro vodorovné konstrukce, výrobky pro pálenou krytinu a výrobky pro zvláštní účely.

Odpověď 9.3.: 290×140×65 mm

Odpověď 9.4.: Interiérové zdivo bez možnosti účinků mrazu.

Odpověď 9.5.: Srovnáním skutečných rozměrů se jmenovitými rozměry (předepsanými).

Odpověď 9.6.: V období gotiky, do konce 15. st.

Odpověď 9.7.: Stav přirozené vlhkosti, vysušený stav, nasycený stav za atmosférického tlaku a nasycený stav varem.

Odpověď 9.8.: Pevnost v tahu za ohybu je kritická hodnota napětí vyvolaná ohybovým momentem při porušení zkušební vzorku (vzorkem se rozumí celý zdící prvek).

Odpověď 9.9.: Rezonanční metodou a ultrazvukovou metodou.

14.10 Zkoušení zděných konstrukcí in situ

Odpověď 10.1.: Vazba zdiva je způsob kladení cihel ve zdivu mající za cíl, aby příčné i podélné styčné spáry ve dvou sousedních vodorovných řadách cihel nebyly průběžné. Mezi nejznámější vazby patří vazáková (typická pro zdi tl. 150 mm), běhounová (tl. 300 mm), polokřížová a křížová.

Odpověď 10.2.: Jedná se o vrtnou metodu za použití speciálně upravené vrtačky KV3, která má jasně definovaný přítlak, nastavitelný počet otáček a vrták o průměru 6 mm. Po očištění spáry se předepsaným počtem otáček

(nastavením příslušného stupně) provedou 3 vrty a změří se jejich hloubka. Průměrná hodnota z těchto 3 hloubek se použije pro výpočet pevnosti v tlaku malty dle regresního vztahu.

Odpověď 10.3.: Jsou to kvalita vazby a míra vyplnění spár maltou, zvýšená vlhkost a přítomnost svislých a šikmých trhlin ve zdivu.

Odpověď 10.4.: Jedná se o 1 rok, lépe s přesahem (15 měsíců), neboť je zapotřebí eliminovat teplotní a vlhkostní vlivy. Pro stanovení prognózy je zapotřebí i delší doba, minimálně 3 roky.

14.11 Dřevo – zkoušení v laboratoři a in situ

Odpověď 11.1.: Dřevo je vysoce anizotropní zejména vzhledem k podlouhlému tvaru buněk dřeva a orientované stavbě stěn buněk. Buňky dřeva jsou dlouhé a štíhlé a jsou uspořádány ve směru podélné osy kmene stromu. Vlákná jsou tedy původem anizotropních vlastností dřeva, které má vyšší tuhost a pevnost rovnoběžně s vlákny než napříč vláken. Strukturu dřeva můžeme přirovnat ke svazku brček slámy (představujících vlákna dřeva), která jsou spojena dohromady pomocí slabého lepidla. Anizotropie dále vyplývá z rozdílných velikostí buněk v průběhu růstového období (jarní a letní část letokruhů) a částečně z převládajícího směru určitých typů buněk (např. dřeňových paprsků).

Odpověď 11.2.: Kůra (borka + lýko) – vnější povrchové vrstvy chrání kmen stromu proti požáru, teplotě, poškození. Kambium – růstová část, ve které vznikají nové buňky dřeva (buněčné pletivo). Dřevo – hlavní část kmene, nachází se mezi dřením a kůrou, spolu se dřením tvoří 70 až 93 % objemu stromu. Můžeme u něj rozlišit barevné zóny – běl a jádro. Dřeň – malá porézní vrstva v samém středu kmene stromu paprskovitého nebo více méně kruhového tvaru.

Odpověď 11.3.: Makroskopická stavba neboli struktura dřeva je tvořena souborem znaků, které vytvářejí na povrchu dřeva charakteristickou kresbu, viditelnou makroskopicky. Mezi makroskopické znaky dřeva patří: letokruhy, dřeňové paprsky, dřeňové skvrny, cévy, pryskyřičné kanálky, suky, povrchové a vzhledové vlastnosti.

Odpověď 11.4.: Ve dřevě rozlišujeme tyto směry zkoušení:

- axiální směr (index a), který je rovnoběžný s podélnou osou kmene, odpovídá směru rovnoběžně s vlákny (index 0),
- radiální směr (index r), který je vedený ve směru dřeňových paprsků a má směr radiály k letokruhům, odpovídá směru kolmo k vláknům (index 90),
- tangenciální směr (index t), který má směr tečny k letokruhům, odpovídá směru kolmo k vláknům (index 90).

Odpověď 11.5.: Jako standardní prostředí pro zkoušky dřeva udávají evropské normy prostředí s teplotou (20 ± 2) °C a relativní vlhkostí (65 ± 5) %. Československé normy udávají standardní vlhkost vlastního dřeva 12 %. T

14.12 Polymery – stanovení vybraných vlastností

Odpověď 12.1.: Makromolekulární látky tvořené velkými makromolekulami.

Odpověď 12.2.: Polymery u kterých vnější mechanické namáhání způsobuje deformace převážně nevratného charakteru.

Odpověď 12.3.: Vysoce pružný materiál s nízkou tuhostí, který můžeme za běžných podmínek malou silou značně deformovat bez porušení.

Odpověď 12.4.: Do oblasti taveniny přechází zahřátím nad teplotu tání. Zpětným ochlazením pod tuto teplotu přechází opět do tuhého stavu. Při zahřívání neprobíhá chemická reakce a během zpracování se nemění jejich chemická struktura.

Odpověď 12.5.: Materiály, které jsou tavitelné a tvarovatelné jen určitou dobu po zahřátí. Během dalšího zahřívání (nebo pomocí katalyzátorů) dochází k chemické změně, při které původní molekuly sesítují a od tohoto okamžiku se stávají netavitelné a nerozpustné. Chemická reakce způsobující vznik zesíťované struktury se nazývá vytvrzování. Je to nevratný proces a vytvrzený materiál nelze znovu tvarovat, svařovat ani převést do taveniny.

Odpověď 12.6.: Pro polymery je charakteristický přechodový stav, mezi stavem sklovitým a kapalným, tzv. stav kaučukovitý. Vlastnosti polymerů jsou tedy závislé na teplotě. V určité oblasti teplot se ale tyto změny zrychlují a mohou se měnit dokonce skokem. Takové oblasti se nazývají přechodovými teplotami a v závislosti na teplotě se polymer může nacházet ve stavu sklovitém, kaučukovitém nebo kapalném.

Odpověď 12.7.: Ano. Snižuje jejich mez pevnosti a modul pružnosti, naopak zvyšuje jejich houževnatost a tažnost.

Odpověď 12.8.: Pevnost materiálu vyjadřuje jeho odolnost vůči vnějším silám. Pružnost materiálu je jeho schopnost se působením vnější síly deformovat a po odstranění této síly se vrátit do původního tvaru a velikosti. Plasticita je schopnost materiálu trvale vydržet deformace (bez porušení) vyvolané účinkem vnějších sil. Houževnatost vyjadřuje schopnost materiálu zůstat při ohýbání a nárazech vcelku, bez tvorby trhlin (jejím opakem je křehkost).

Odpověď 12.9.: Základními mechanickými charakteristikami polymerů jsou mez pevnosti, mez kluzu, mez porušení, modul pružnosti. Obvykle je stanovíme tahovou zkouškou s kontinuálním záznamem deformačního diagramu.

Odpověď 12.10.: Příčinou nízké tepelné vodivosti lehčených pěnových polymerů (např. pěnového polystyrenu, polyuretanu a některých dalších) je velké množství plynu uzavřeného v dutinách.

Odpověď 12.11.: Hořlavost polymerů je dána jejich chemickým složením a obecně lze říci, že prakticky všechny polymery jsou za určitých podmínek hořlavé.

Odpověď 12.12.: Polymery patří mezi dobré elektrické izolanty a dielektrika.