České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Hodnocení technického stavu železničních mostů z předpjatého betonu

V Praze, únor 2017 **Ing. Roman Šafář, Ph.D.**

OBSAH

1. Úvod 6
2. Materiály pro výrobu konstrukcí z předpjatého betonu 17

2.1. Beton 17
2.1.1 Úvod 17
2.1.2 Složky betonu 19

2.1.2.1 Cement 19
2.1.2.2 Kamenivo 21
2.1.2.3 Voda 24
2.1.2.4 Přísady a příměsi 25

2.1.3 Výroba, zpracování a ošetřování betonu 25
2.1.4 Mechanické vlastnosti ztvrdlého betonu 28

2.1.4.1 Pevnost v tlaku 28
2.1.4.2 Pevnost v tahu 30
2.1.4.3 Pracovní diagram a modul pružnosti 32

2.1.5 Časově závislá přetvoření betonu 34
2.1.6 Vývoj požadavků na beton v předpisech pro navrhování mostních konstrukcíz předpjatého betonu 39

2.2 Injektážní malta 40
2.3 Betonářská výztuž 41
2.4 Předpínací výztuž 44
2.5 Kotvení předpínací výztuže 49

2.5.1 Kotvení předpínací výztuže soudržností – předem předpjatý beton 50
2.5.2 Kotvení předpínací výztuže v dodatečně předpjatém betonu 51

2.6 Související části konstrukcí 63
2.7 Vývoj požadavků na materiál předpjatých konstrukcí železničních mostů v čase 64
2.8 Statistické vyhodnocení vlastností materiálů 64

2.8.1 Beton 65
2.8.2 Předpínací výztuž 66
2.8.3 Betonářská výztuž 66

3. Konstrukční řešení, technologie výstavby, statické působení a zásady navrhování 68

3.1 Princip výroby a působení konstrukcí z předpjatého betonu 68
3.2 Návrh předpětí a jeho působení na konstrukci 74

3.2.1 Staticky určité konstrukce 74
3.2.2 Staticky neurčité konstrukce 77
3.2.3 Principy návrhu předpjatých konstrukcí 81

3.3 Železniční mosty z předpjatého betonu a vývoj norem pro jejich navrhování 89

3.3.1 Konstrukční řešení železničních mostů z předpjatého betonu – úvod 89
3.3.2 Převedení koleje po mostě 90
3.3.3 Uložení konstrukcí 92
3.3.4 Ukončení konstrukcí 96
3.3.5 Nosné konstrukce železničních mostů z předpjatého betonu a technologie jejich výstavby 98

3.3.5.1 Prefabrikované konstrukce – úvod 98
3.3.5.2 Prefabrikované konstrukce – přehed typů prefabrikovaných nosníků 100
3.3.5.3 Monolitické konstrukce 108

3.3.6 Zatížení 112

3.3.6.1 ČSN 73 6202: 1953 Zatížení a statický výpočet mostů 114
3.3.6.2 ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů, vč. Změny a 4-5/1976 115
3.3.6.3 ČSN 73 6203:1986 Zatížení mostů, vč. Změny a-8/1988, Změny b-11/1989 a Opravy N1/1997 115
3.3.6.4 ČSN P ENV 1991-3: 1997 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2000 118
3.3.6.5 ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou (2004) 118
3.3.6.6 ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2010, Změny Z2/2010, Změny Z3/2012 a Opravy 1/2011 118

3.3.7 Tuhost konstrukce železničních mostů 120
3.3.8 Vývoj požadavků v normách pro navrhování předpjatých mostů používaných na území ČR 120

3.3.8.1 Přehled předpisů uvedených v této kapitole 120
3.3.8.2 Přehled základních údajů 122
3.3.8.3 Směrnice pro navrhování mostů: 1951, vč. Změny kapitoly 9 z 7/1960 137
3.3.8.4 ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, vč. Změny 06/1959 a Opravy 2/1961 141
3.3.8.5 ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, Doplněk 7/1959 142
3.3.8.6 ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, Doplněk 9/1960 143
3.3.8.7 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu 143
3.3.8.8 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna – 07/1962 148
3.3.8.9 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna b-1/1965 148
3.3.8.10 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna c-1/1970 149
3.3.8.11 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna d-7/1970 149
3.3.8.12 ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu 149
3.3.8.13 ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, změna a) – 6/1982 153
3.3.8.14 ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, vč. změn 154
3.3.8.15 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí 154
3.3.8.16 ČSN 73 6206:1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna a-10/1989 156
3.3.8.17 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna 2 (1994) 156
3.3.8.18 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna Z3 (2005) 159
3.3.8.19 ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu 160
3.3.8.20 ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Změna 1/1998 165
3.3.8.21 ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Změna Z2/2006 166
3.3.8.22 ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty 166
3.3.8.23 ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN P ENV 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady, vč. oprav a změn k 01/2014 167
3.3.8.24 ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí 179
3.3.8.25 Opatření pro zajištění trvanlivosti předpínací výztuže ve stavebních konstrukcích 179

4. Závady betonových konstrukcí 183

4.1 Úvod 183
4.2 Degradace betonu 185

4.2.1 Fyzikální vlivy 185

4.2.1.1 Vliv zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů 185
4.2.1.2 Mechanické opotřebení 186
4.2.1.3 Vliv trhlin 187
4.2.1.4 Únava materiálu 194
4.2.1.5 Vliv požáru 196

4.2.2 Chemické vlivy 197

4.2.2.1 Koroze betonu – obecně 197
4.2.2.2 Koroze I. druhu 199
4.2.2.3 Koroze II. druhu 199

4.2.2.4 Koroze III. druhu 200
4.2.2.5 Alkalicko – křemičitá a alkalicko – uhličitanová reakce 201
4.2.2.6 Biologické vlivy 203

4.3 Degradace výztuže 204

4.3.1 Fyzikální vlivy 204

4.3.1.1 Trhliny nadměrné šířky a nekvalitní krycí vrstva 204
4.3.1.2 Únava materiálu 204
4.3.1.3 Vliv požáru 208

4.3.2 Chemické vlivy 209

4.3.2.1 Karbonatace betonu 209
4.3.2.2 Kontaminace betonu chloridy 210
4.3.2.3 Koroze výztuže – obecně 214
4.3.2.4 Koroze bludnými proudy 217

5. Diagnostika 229

5.1 Úvod 229
5.2 Vizuální prohlídka 235

5.3 Mechanické vlastnosti betonu – nedestruktivní metody 236

5.3.1 Nedestruktivní metody – obecně 236
5.3.2 Tvrdoměrné metody 238
5.3.3 Stanovení síly na vytržení 240
5.3.4 Ultrazvukové impulzové metody 240
5.3.5 Rezonanční metoda 241
5.3.6 Zkouška přídržnosti – stanovení pevnosti v tahu povrchových vrstev 241

5.4 Trvanlivostní parametry betonu 242

5.4.1 Vlhkost betonu 242
5.4.2 Pórovitost a propustnost betonu 243
5.4.3 Stanovení hodnoty *pH* a hloubky karbonatace 243
5.4.4 Stanovení obsahu chloridových a síranových iontů 244
5.4.5 Nepřímé zjišťování stavu výztuže 244

5.5 Mechanické vlastnosti betonu – destruktivní metody 246

5.5.1 Pevnost betonu v tlaku – obecně 246
5.5.2 Požadavky na odběr zkušebních těles a stanovení pevnosti v tlaku 247
5.5.3 Tvar a rozměry zkušebních těles 247
5.5.4 Stanovení pevnosti betonu v tlaku zkušebních těles 248
5.5.5 Stanovení pevnosti betonu v tahu zkušebních těles 249
5.5.6 Stanovení statického modulu pružnosti betonu v tlaku 250
5.5.7 Trvanlivostní parametry 252

5.6 Destruktivní i nedestruktivní metody pro zjišťování množství, polohy, stavu a vlastností výztuže 252

5.6.1 Zjišťování polohy, průměru a krytí betonářské výztuže 252
5.6.2 Zjišťování stavu předpínací výztuže 254

5.7 Zatěžovací zkoušky 256

5.7.1 Úvod 256
5.7.2 Statické a dynamické zkoušky mostních konstrukcí 257

5.8 Monitoring 258

5.8.1 Úvod 258
5.8.2 Měření (poměrných) přetvoření 260
5.8.3 Monitoring předpínací síly 261
5.8.4 Monitoring deformací konstrukce 261

5.8.4.1 Měření posunů 261
5.8.4.2 Měření náklonů 262
5.8.4.3 Laserové systémy 262
5.8.4.4 Použití akcelerometrů 262

5.8.5 Monitoring interakce konstrukce s prostředím 263
5.8.6 Monitoring koroze (stavu) předpínací výztuže 263

5.8.6.1 Monitoring koroze předpínací výztuže na základě měření elektrických potenciálů (CMS) 263
5.8.6.2 Metoda akustické emise 264

5.8.7 Monitoring trhlin 264

6. Podrobný popis poruch předpjatých nosných konstrukcí železničních mostů 267

6.1 Mechanické poškození betonu předpjaté betonové konstrukce 267
6.2 Degradace betonu 274
6.3 Průsaky a vlhkost 278
6.4 Trhliny v konstrukci 283
6.5 Koroze a mechanické porušení betonářské výztuže 288
6.6 Koroze a mechanické poškození přepínací výztuže 292
6.7 Porucha kotev předpínací výztuže 296
6.8 Vliv poruch dalších částí mostu na stav nosné konstrukce 300

7. Hodnocení železničních mostů z předpjatého betonu 303

7.1 Úvod 303
7.2 Vizuální prohlídky 303
7.3 Diagnostický průzkum 314
7.4 Výpočty zatížitelnosti 319

8. Závěr 326
9. Příloha 1 332

1. Úvod

V České republice je v současné době asi 6800 železničních mostů a asi 5000 mostů na dálnicích a silnicích I. třídy. Další mosty se nacházejí na silnicích nižších tříd, další jsou ve vlastnictví obcí apod. Nejen realizace, ale i prohlídky, údržba, opravy a přestavby takového počtu mostních objektů jsou technicky i finančně velmi náročné.
Z výše uvedeného počtu je asi 2,5% mostů z předpjatého betonu na železnicích a asi 58% na silnicích a dálnicích. Z důvodu optimalizace správy, údržby, prohlídek i navrhování nových mostů vypsala Správa železniční dopravní cesty, s.o. spolu se Státním fondem dopravní infrastruktury dva úkoly ([189] a [190]), které se týkají předpjatých mostních konstrukcí a které byly zpracovávány na Fakultě stavební ČVUT v Praze. Tyto úkoly tvoří základ předložené práce. Práce je tedy zaměřena v první řadě na existující železniční mosty, v přiměřeném rozsahu ale platí i pro ostatní typy předpjatých konstrukcí. V práci je rozebrána problematika používaných materiálů (historických i současných), postupu navrhování a konstrukčních řešení, vývoj norem pro zatížení i navrhování tohoto typu konstrukcí, degradační vlivy, metody diagnostiky a monitoringu, je zde provedena „katalogizace“ vyskytujících se poruch a jsou zde uvedeny i praktické výsledky prohlídek, diagnostiky a přepočtů konkrétních konstrukcí. Na závěr jsou uvedena doporučení pro konstrukční řešení, diagnostiku, přepočty a správu mostů.

Odpovědným zpracovatelem a zpracovatelem převážné části těchto dokumentů byl v obou případech Ing. Roman Šafář, Ph.D.; na práci se rovněž podíleli doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc., prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc., Ing. Františka Vlková, Ing. Karel Dahinter, CSc., Ing. Josef Sláma, CSc., Ing. Jana Bártová, Ing. Renata Dlouhá a Ing. Jan Zatloukal. Podíl spoluautorů je uveden u jednotlivých kapitol, na kterých pracovali. Připomínky k textu průběžně zpracovával pan docent Hrdoušek.

Za SŽDC, s.o. se práce účastnili nejvíce Ing. Miroslav Teichman, Ing. Blanka Karbanová a Ing. Pavel Matyáš.

Diagnostiku nosných konstrukcí, uvedenou v kapitole 7 této práce provedlo Experimentální centrum Fakulty stavební ČVUT v Praze (doc. Ing. Jiří Litoš, Ph.D. a kol.) a firma Inset, s.r.o. (RNDr. Pavel Obluk, Ing. Roman Stoček a kol.). Analýzu vlivu bludných proudů na předpjaté mostní konstrukce provedla firma JEKU, s.r.o. (Ing. Bohumil Kučera a kol.).

V textu jsou rovněž uvedeny výsledky, ke kterým autor této práce dospěl v rámci řešení projektu SGS-16/042/OHK1/1T/11 financovaného ČVUT a projektu CESTI, financovaného Technologickou agenturou ČR, pokud není uvedeno jinak.

Všem bych rád za spolupráci poděloval.

Autoři a zdroje obrázků jsou:

Ing. Roman Šafář, Ph.D.: obr. 2.1 až 2.12, 2.23, 2.25 až 2.30, 2.38 až 2.42, 3.6, 3.9, 3.10 až 3.35, 3.44, 3.45 – 3.57, 4.1, 4.7, 4.9 až 4.11, 6.1.2, 6.7.2, 6.7.3, 7.1 až 7.29,

doc. Ing. Petr Bouška, CSc.: obr. 4.8,

doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc.: obr. 5.6 až 5.8,

prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc.: obr. 2.13 až 2.22, 3.36 až 3.37,

Ing. Jana Bártová: 3.1 až 3.5, 3.7, 3.58, 3.59,

Ing. Renata Dlouhá: obr.: 3.38 – 3.43,

Ing. Bohumil Kučera: obr. 4.13 až 4.15,

Ing. Jan Zatloukal: obr. 4.2 až 4.6, 4.12,

archiv SŽDC, s.o.: 2.24, 6.1.1, 6.1.3 až 6.1.5, 6.2.1 až 6.2.4, 6.3.1 až 6.3.4, 6.4.1, 6.5.1 až 6.5.3, 6.6.1 až 6.6.2, 6.7.1, 6.8.1, 6.8.2,

firemní materiály Dywidag: obr. 2.31 až 2.36, 3.8,

firemní materiály Proceq: obr. 5.1 až 5.6,

firemní materiály VT: obr. 2.37.

Poděkování:

Výsledky uvedené v tomto příspěvku vznikly v rámci řešení úkolů „Vliv poruch na přechodnost předpjatých mostních objektů a bezpečnost drážní dopravy“, „Diagnostika mostů z předpjatého betonu (SŽDC, s.o. a SFDI), v rámci řešení projektu SGS-16/042/OHK1/1T/11 financovaného ČVUT a projektu CESTI, financovaného Technologickou agenturou ČR.

Použitá a související literatura:

1) aktuálně platné normy pro navrhování a přepočty konstrukcí:

[1] ČSN ISO 2394: 2003 (73 0031) Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí,
[2] ČSN ISO 13822: 2005 (73 0038) Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí,
[3] ČSN EN 1990 ed.2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
[4] ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2010, Změny Z2/2010, Změny Z3/2012 a Opravy 1/2011,
[5] ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) ed. 2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
[6] ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1/2009, Změny Z1/2010 a Změny Z2/2014,
[7] ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí,
[8] ČSN EN 1993-1-9 ed. 2: 2013 (73 1401) Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava,
[9] ČSN EN 15050+A1: 2012 (72 3063) Betonové prefabrikáty – Mostní prvky,

2) dříve platné normy pro zatížení mostů dopravou:

[10] ČSN 73 6202: 1953 Zatížení a statický výpočet mostů,
[11] ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů, vč. Změny *a 4-5/1976*,
[12] ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů, vč. Změny a-8/1988, Změny b-11/1989 a Opravy N1/1997,
[13] ČSN P ENV 1991-3: 1997 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2000,
[14] ČSN EN 1991-2: 2004 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,

3) dříve platné normy pro navrhování betonových mostů:

[15] Směrnice pro navrhování mostů, Ministerstvo dopravy, Ústřední ředitelství ČSD, n.p. a Ministerstvo techniky 1951, vč. změny kapitoly 9 Železobetonové konstrukce z 7/1960,
[16] ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, vč. Změny 06/1959, Doplňku 7/1959, Doplňku 9/1960 a Opravy 2/1961,
[17] ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, vč. Změn z 07/1962, Změny b-1/1965, Změny c-1/1970, Změny d-7/1970,
[18] ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, vč. Změny a) – 6/1982,
[19] ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, vč. Změny a - 4/1972, Změny b – 5/1973, Změny c – 6/1974, Změny d - 10/1975, Změny e - 4-5/1976, Změny f – 7/1977, Změny g – 6/1982 a Změny h – 10/1987,
[20] ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, vč. Změny a-10/1989, Změny 2 (1994) a Změny Z3 (2005),
[21] ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, vč. Změny 1/1998 a Změny Z2/2006,
[22] ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
[23] ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty,

4) beton čerstvý a ztvrdlý, injektážní malta, složky, výroba, zkoušení:

[24] ČSN EN 933-3: 2012 (72 1193) Zkoušení geometrických vlastností kameniva – Část 3: Stanovení tvaru zrn – Index plochosti,
[25] ČSN EN 933-4: 2008 (72 1193) Zkoušení geometrických vlastností kameniva – Část 4: Stanovení tvaru zrn – Tvarový index,
[26] ČSN EN 12620+A1: 2008 (72 1502) Kamenivo do betonu, vč. Změny Z2 – 03/2014,
[27] ČSN EN 13055-1: 2004 (72 1505) Pórovité kamenivo – Část 1: Pórovité kamenivo do betonu, malty a injektážní malty,

[28] ČSN EN 1008: 2003 (73 2028) Záměsová voda do betonu – Specifikace pro odběr vzorků, zkoušení a posuzování vhodnosti vody, včetně vody získané při recyklaci v betonárně, jako záměsové vody do betonu, vč. Opravy 1 – 10/2004,
[29] ČSN EN 197-1 ed. 2: 2012 (72 2101) Cement – Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití,
[30] ČSN EN 197-2: 2014 (72 2101) Cement – Část 2: Hodnocení shody,
[31] ČSN EN 934-1: 2008 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 1: Společné požadavky,
[32] ČSN EN 934-2+A1: 2012 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 2: Přísady do betonu – Definice, požadavky, shoda, označování a značení štítkem,
[33] ČSN EN 934-4: 2010 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 4: Přísady do injektážní malty pro předpínací kabely – Definice, požadavky, shoda, označování a značení štítkem,
[34] ČSN EN 12350-1: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 1: Odběr vzorků,
[35] ČSN EN 12350-2: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutím,
[36] ČSN EN 12350-3: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 3: Zkouška VeBe,
[37] ČSN EN 12350-4: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 4: Stupeň zhutnitelnosti,
[38] ČSN EN 12350-5: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitím,
[39] ČSN EN 12350-6: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 6: Objemová hmotnost,
[40] ČSN EN 12350-7: 2009 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 7: Obsah vzduchu – Tlakové metody,
[41] ČSN EN 12350-8: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 8: Samozhutnitelný beton – Zkouška sednutí-rozlitím,
[42] ČSN EN 12350-9: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 9: Samozhutnitelný beton – Zkouška V-nálevkou,
[43] ČSN EN 12350-10: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 10: Samozhutnitelný beton – Zkouška L-truhlíkem,
[44] ČSN EN 12350-11: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 11: Samozhutnitelný beton – Zkouška segregace při prosévání,
[45] ČSN EN 12350-12: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 12: Samozhutnitelný beton – Zkouška J-kroužkem,
[46] ČSN EN 12390-1: 2013 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy,
[47] ČSN EN 12390-2: 2009 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti,
[48] ČSN EN 12390-3: 2009 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles, vč. Opravy 1 - 11/2011 a Změny Z1 – 11/2012,

[49] ČSN EN 12390-4: 2001 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 4: Pevnost v tlaku – Požadavky na zkušební lisy,
[50] ČSN EN 12390-5: 2009 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 5: Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles,
[51] ČSN EN 12390-6: 2010 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 6: Pevnost v příčném tahu zkušebních těles,
[52] ČSN P CEN/TS 12390-9: 2007 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 9: Odolnost proti zmrazování a rozmrazování – Odlupování,
[53] ČSN P CEN/TS 12390-11: 2010 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 11: Stanovení chloridovzdornosti betonu, jednosměrná difúze,
[54] ČSN EN 12504-1: 2009 (73 1303) Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku,
[55] ČSN EN 12504-2: 2013 (73 1303) Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem,
[56] ČSN EN 12504-3: 2005 (73 1303) Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 3: Stanovení síly na vytržení,
[57] ČSN EN 12504-4: 2005 (73 1303) Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu,
[58] ČSN EN 13791: 2007 (73 1303) Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích,
[59] ČSN ISO 4012: 1994 (73 1317) Beton. Stanovení pevnosti v tlaku zkušebních těles; *zrušena 1.10.2002*,
[60] ČSN 73 1318: 1986 Stanovení pevnosti betonu v tahu, vč. Změny 1 – 08/1994 a Změny 2 – 11/2003,
[61] ČSN ISO 6784: 1993 (73 1319) Beton. Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku, vč. Změny Z1 – 11/2003,
[62] ČSN ISO 1920-10 Zkoušení betonu – Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku (*předpokládané vydání v roce 2014*),
[63] ČSN 73 1323: 1989 Stanovenie hmotnosti zložiek betónu, vč. Změny Z1 – 04/2005,
[64] ČSN 73 1370: 2011 Nedestruktivní zkoušení betonu – Společná ustanovení,
[65] ČSN 73 1371: 2011 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu,
[66] ČSN 73 1372: 2012 Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu,
[67] ČSN 73 1373: 2011 Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu,
[68] ČSN 73 1376: 1975 Radiografie betonových konstrukcí a dílců, vč. Změny Z1 – 11/2003,
[69] ČSN 73 1380: 2007 Zkoušení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování – Porušení vnitřní struktury,
[70] ČSN EN 1542: 2000 (73 2115) Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Zkušební metody – Stanovení soudržnosti odtrhovou zkouškou,

[71] ČSN P ENV 13670: 2010 (73 2400) Provádění betonových konstrukcí, vč. Opravy 1 (2011),
[72] ČSN 73 2401: 1986 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu, vč. změn a-01/1988, Z2 (1995), Z3 (1998), Z4 (2006),
[73] ČSN EN 206-1 (73 2403): 2001 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, *zrušena k 1.7.2014*,
[74] ČSN EN 206 (73 2403): 07/2014 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,
[75] ČSN EN 445: 2011 (73 2408) Injektážní malta pro předpínací kabely – Zkušební metody,
[76] ČSN EN 446: 2011 (73 2409) Injektážní malta pro předpínací kabely – Postupy injektáže,
[77] ČSN EN 447: 2011 (73 2410) Injektážní malta pro předpínací kabely – základní požadavky,

5) výztuž betonářská a předpínací, předpínací systémy:

[78] ČSN 02 8314: 1976 Kovové ochranné hadice do predpätého betónu; *zrušena 1.1.1991*,
[79] ČSN 02 8314: 1989 Kovové ochranné hadice. Typ N; *zrušena 1.12.2003*,
[80] ČSN 42 0139: 2007 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná žebříková betonářská ocel – Všeobecně, vč. Změny Z1 – 07/2010; *zrušena 1.7.2011*,
[81] ČSN 42 0139: 1977 Tyče pro výztuž do betonu. Technické dodací předpisy, vč. Změny a – 8/1985, b – 11/1990, Z3 – 9/1992, Z4 – 1/1996 a Z5 – 10/2001; *zrušena 1.1.2008*,
[82] ČSN 42 0139: 2011 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká,
[83] ČSN EN ISO 15630-1: 2011 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 1: Tyče, válcovaný drát a drát pro výztuž do betonu,
[84] ČSN EN ISO 15630-2: 2011 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 2: Svařované sítě,
[85] ČSN EN ISO 15630-3: 2011 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 3: Oceli pro předpínání,
[86] ČSN EN 10080 (42 1039): 2005 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně,
[87] ČSN 42 6441: 1970 Tažené ocelové dráty pro předpínací výztuž, nenapouštěné; *zrušena 1.6.2002*,
[88] ÚN 74 2870: 1961 Ocelové kotvy pro kotvení kabelů dodatečně napínaných prvků z předpjatého betonu (“J. Horel“),
[89] ČSN 74 2870: 1973 Ocelové kotvy pro kotvení kabelů konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu, vč. změny a - 05/1976,
[90] ČSN EN 13391: 2004 (74 2871) Mechanické zkoušky pro systémy dodatečného předpínání,
[91] ČSN P 74 2871: 2012 Systémy dodatečného předpínání - Všeobecné požadavky a zkoušení,

[92] ON 74 2874: 1978 Oceľové kotvy a spojky na kotvenie a nadpájanie káblov z lán øLp 15,5 konštrukcií z predpätého betónu, Spoločné ustanovenia,
[93] ON 74 2878: 1990 Kotvy pre vopred predpätý betón . Kotvy s uhlom zovretia 8° na laná øLP 15,5 a øLP 12,5 mm,
[94] ČSN EN 523: 2003 (74 2880) Hadice z ocelového pásku pro předpínací výztuž – Terminologie, požadavky, řízení jakosti,
[95] EN 10138-1 až 4 Předpínací výztuž (zatím nevydána),

6) zkoušení konstrukcí, vyhodnocení:

[96] ČSN 010250: 1972 Statistické metody v průmyslové praxi. Všeobecné základy, vč. Změny a – 02/1974 a Změny b – 02/1978,
[97] ČSN ISO 5725-1: 1997 (010251) Přesnost (správnost a shodnost) metod a výsledků měření – Část 1: Obecné zásady a definice, vč. Opravy 1 – 09/1998,
[98] ČSN 01 0252: 1974 Statistické metody v průmyslové praxi II. Závislost mezi náhodnými veličinami – korelace a regrese,
[99] ČSN 73 6209: 1996 Zatěžovací zkoušky mostů, vč. Změny Z1 – 03/2005,
[100] ČSN 73 2030: 1994 zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Společná ustanovení, vč. Změny 1 – 07/1995,
[101] ČSN 73 2044: 1983 Dynamické zkoušky stavebních konstrukcí,
[102] ČSN ISO 2631-1: 1999 (01 1405) Vibrace a rázy – Hodnocení expozice člověka celkovým vibracím – Část 1: Všeobecné požadavky, vč. Změny Amd. 1 – 12/2010,
[103] ČSN ISO 2631-2: 2004 (01 1405) Vibrace a rázy – Hodnocení expozice člověka celkovým vibracím – Část 2: Vibrace v budovách (1 Hz až 80 Hz),
[104] ČSN ISO 2631-5: 2005 (01 1405) Vibrace a rázy – Hodnocení expozice člověka celkovým vibracím – Část 5: Metoda hodnocení vibrací obsahujících sdružené rázy,

7) předpisy, směrnice, typové podklady:

[105] Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah – znění platné k 1.1.2014,
[106] ČD SR 5/7 (S) Služební rukověť. Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů, SŽDC 1997,
[107] SR 5/7-DEM Dokumentace elektrických a geofyzikální měření betonových mostů a ostatních betonových konstrukcí železničního spodku, SŽDC 2009,
[108] TP 124 Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací, MD ČR, 2009,
[109] MP-DEM Dokumentace elektrických a geofyzikálních měření betonových mostních objektů a ostatních betonových konstrukcí pozemních komunikací. Metodický pokyn, MD ČR, 2009,
[110] Třídník základních prostředků, Dopravní nakladatelství Praha 1958,
[111] TP193 Svařování betonářské výztuže a jiné typy spojů, Ministerstvo dopravy ČR 2008,

[112] Katalog prefabrikátů 1985, Dopravní stavby Olomouc,
[113] “Measures to Ensure the Durability of Post-tensioning Tendons in Bridges“ (Opatření k zajištění spolehlivosti kabelů pro dodatečné předpětí v mostních konstrukcích), Federal Roads Authority, Bern, Švýcarsko, 2001, www.astra.admin.ch,
[114] “Dispositions pour garantir la durabilité des câbles de précontrainte dans les ouvrages d´art“ (Opatření pro zajištění trvanlivosti předpínací výztuže ve stavebních konstrukcích), Federal Roads Authority, Bern, Švýcarsko, 2007, www.astra.admin.ch,

8) výzkum a publikace – kromě problematiky bludných proudů:

[115] Voves, B.: Technologie předpjatého betonu, SNTL 1976,
[116] Voves, B.: Trvanlivost konstrukcí z předpjatého betonu, SNTL 1988,
[117] Dobrý, 0., Palek, L.: Koroze betonu ve stavební praxi, SNTL 1988,
[118] Bažant, B.: Koroze ocelové výztuže v železovém a předpjatém betonu, SNTL 1989,
[119] Šmerda Z. a kol.: Životnost betonových staveb, ČKAIT, Praha 1999,
[120] Emmons, P. H., Drochytka, R., Jeřábek, Zd.: Sanace a údržba betonu v ilustracích, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, 1999,
[121] Matoušek, M., Drochytka, R.: Atmosférická koroze betonu, IKAS a ČKAIT, 1998,
[122] Bilčík, J., Dohnálek, J.: Sanace betonových konstrukcí, nakladatelství Jaga, Bratislava 2003,
[123] Pume, D., Čermák, F. a kol.: Průzkumy a opravy stavebních konstrukcí, nakladatelství ARCH, Praha 1993,
[124] Pytlík, P.: Technologie betonu, Vysoké učení technické v Brně 2000,
[125] Collepardi, M.: Moderní beton, Informační centrum ČKAIT 2009,
[126] Polák, M.: Experimentální ověřování konstrukcí, vydavatelství ČVUT, Praha 1999,
[127] Predpätý betón v Československu – příloha časopisu Inženýrské stavby 5/1966,
[128] Janda, L., Kleisner, Z., Zvara, J.: Betonové mosty, SNTL/ALFA 1988,
[129] Klimeš, J., Zůda, K.: Betonové mosty II. Mosty z předpjatého betonu, SNTL/ALFA 1969,
[130] Šafář, R.: Betonové mosty 2. Přednášky, ČVUT 2014,
[131] Lazar, J., Plotěný, P.: Laná v predpätom betóně, VÚIS Bratislava, 1987,
[132] Voves, B.: Technologická pravidla pro kabelobeton, Výzkumný ústav pozemních staveb Praha, 1987,
[133] Technologické pokyny č. 25 – Užití kabelů z předpínacích drátů v dodatečně předpjatých mostních konstrukcích, Sdružení pro výstavbu silnic Praha, 1989,
[134] Technologická pravidla č. 43 – Napínání kabelů z patentovaného drátu f 4,5 a f 7 mm v dodatečně předpjatých betonových konstrukcích, Stavby silnic a železnic, n.p. Praha, 1986,

[135] Šafář, R., Kohoutková, A., Jursík, P., Bouška, P., Vokáč, M., Litoš, J.: Non-linear Behaviour of Composite Structures, příspěvek na IABSE konferenci “Global Thinking in Structural Engineering: Recent Achievements“, Sharm el-Sheikh, Egypt, 05/2012,
[136] Šafář, R., Kohoutková, A., Křístek, Vl., Brožová, L., Sedmidubský, V., Kolísko, J.: Performance-Based Optimization of Bridge Structures´ Design, Repairs and Reconstructions, příspěvek na IABSE konferenci “Global Thinking in Structural Engineering: Recent Achievements“, Sharm el-Sheikh, Egypt, 05/2012,
[137] Šafář, R., Elbel, J., Štěrba, K., Peřina, J., Duška, J., Klimeš, P., Podlipný, V.: Railway Viaduct in Prague, příspěvek na 2. *fib* kongresu – Neapol, 2006,
[138] Centre for Integrated Design of Advanced Structures (CIDEAS) – výzkumný projekt financovaný MŠMT ČR (2005 – 2011) - kapitoly zpracované autorem této studie,
[139] Centrum pro efektivní a udržitelnou infrastrukturu (CESTI) – výzkumný projekt financovaný Technologickou agenturou ČR (od roku 2013) - kapitoly zpracované autorem této studie, pokud není uvedeno jinak,
[140] Šafář, R.: disertační práce, 03/2009,
[141] Stavebně technický průzkum mostní konstrukce ev.č. 2341-1 v Holoubkově, KÚ ČVUT, 11/2011 (zpracováno v rámci projektu CIDEAS),

[142] Concrete design for a given structure service life – durability management with regard to reinforcement corrosion and alkali-silica reaction. State of the art and guide for the implementation of a predictive performance approach based upon durability indivators. Asociation Française de Génie Civil (AFGC), 2007,
[143] Marti, P.: Theory of Structures, Ernst & Sohn, 2013,
[144] Hendy, C. R., Smith, D. A.: Designers´ Guide to EN 1992-2 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges, thomas telford, 2007,
[145] Nussbaumer, A., Borges, L., Davaine, L.: Fatigue Design of Steel and Composite Structures (Eurocode 3, Eurocode 4), ECCS a Ernst & Sohn, 2011,
[146] Wenzel, H.: Health Monitoring of Bridges, Wiley 2009,

[147] Guidance for good bridge design, Technical report *fib* No. 9, 2001,
[148] Model Code for Service Life Design, Model code of *fib* No. 34/2006,
[149] Corrosion protection of reinforcing steels, Technical report *fib* No. 49/2009,
[150] Model Code 2010 – final draft, Technical report *fib* No. 55 a 56/2010,
[151] Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, Technical report *fib* No. 51, 52, 53 a 54/2010 a 62/2012,
[152] Condition control and assessment of reinforced concrete structures, State-of-art report *fib* No. 59/2011,
[153] *fib* Model Code for Concrete Structures 2010, *fib* 2013,
[154] Code-type models for concrete behaviour, *fib* bulletin No. 70/2013,

[155] Němec, P., Šimler, M., Klimeš, P., Žákovec, P., Šťovíček, F.: Zkušenosti z provozu mostů z předpjatého betonu na trati Plzeň – Cheb, konference Železniční mosty a tunely 2009,
[156] Dokumentace k mostu v km 0,32796 vypracovaná pro zvýšení výkonnosti trati Beroun – Rakovník – Lužná, 1962,
[157] Vyhodnocení zatěžovací zkoušky mostů v km 0,328 trati Beroun – Rakovník, Projekčně konstrukční vývojové pracoviště traťového hospodářství v Pardubicích, 1965,
[158] Zpráva č. 1-794/66 o zatěžovací zkoušce železničního ocelového mostu v km 0,328 trati Beroun – Rakovník v Berouně, Technický a zkušební ústav stavební Praha, červenec 1966,
[159] Blažek, J., Dvořák, Vl.: Stavba prvního železničního mostu z předpjatého betonu v ČSR. – Dopravní technika 1955 č.9 str. 225 – 231,
[160] Blažek, J.: Prefabrikované mosty v železničním stavitelství. – Železniční doprava a technika 1960 č.7 str.222 – 225,
[161] Dahinter, K.: Železniční mosty z předpjatého betonu - Sborník z Celostátní konference o mostech Praha 19. až 22. 10. 1965,
[162] Frýba, L.: Technicko-ekonomická kritéria pro rozhodování o rekonstrukci nebo stavbě nového mostu – Inženýrské stavby 1965 č.2 str. 41 -45,
[163] Holoubek, O.: Prefabrikované železniční mosty z předpjatého betonu - Inženýrské stavby č.4 str. 172 – 175,
[164] Mach, J.: Koncepce obnov a údržby železničních mostů – MD ČSR 1964,
[165] Mach, J.: Typizace a prefabrikace mostních objektů v železničním stavitelství - Sborník z Celostátní konference o mostech Praha 19. až 22. 10. 1965,

9) výzkum a publikace – bludné proudy:

[166] J. RODRIGUES, L. M. ORTEGA, A. M. GARCIA , Geocisa Madrid: Hodnocení konstrukčních prvků s korodovanou předpínací výztuží (3/96),
[167] Monitorovací systém CMS - lokalizace místa a druhu koroze betonářské i předpínací výztuže (1/97),
[168] SUNITA KUMARI BHATIA: Modelování elektromagnetických vlastností na mostních kabelech nedestruktivními metodami (2/97),
[169] SUNITA KUMARI BHATIA, ROBERT G. HUNSPERGER, Department of Electrical and Computer Engineering, University of Delaware, Newark, MICHAEL J. CHAJES, Depatment of Civil and Enviromental Engineering, University of Delaware, Newark: Modelování elektromagnetických vlastností na mostních kabelech nedestruktivními metodami (3/97),
[170] Dr. Ing. ALVARO FUMI, Dr.Ing. GUIDO NANARONE, Itálie: “Bludné proudy a nebezpečí koroze u výztuží mostů a tunelů“ (1/1971),
[171] Doporučení FIP z 12/1980 - Vliv bludných proudů na trvanlivost konstrukcí z předpjatého betonu“ MEZINÁRODNÍ SYMPOSIUM STOCKHOLM (2/1980),
[172] Richtlinien zum Schutz gegen Korrosion durch Streuströme von Gleichstromanlagen (Směrnice pro ochranu proti korozi způsobovanou

bludnými proudy ze stejnosměrných zařízení). KORROSIONSKOMMISSION DER SGK, Zürich, Švýcarsko (5/1995),
[173] Hrdoušek, Vl., Ježek, S.: Časová závislost korozního procesu a problematika predikce životnosti železobetonových a předpjatých konstrukcí, Úvodní studie ke korozi předpínací výztuže vlivem bludných proudů, Projekt MDS č. 803/120/107 SVUOM, ČVUT, 2001,

10) firemní materiály:

[174] Firemní materiály CMS,
[175] Firemní materiály Dywidag,
[176] Firemní materiály Eurovia a.s.,
[177] Firemní materiály Freyssinet CZ a.s.,
[178] Firemní materiály Geokon,
[179] Firemní materiály HILTI,
[180] Firemní materiály JEKU s.r.o.,
[181] Firemní materialy – Proceq,
[182] Firemní materiály Pure Technologies Ltd.,
[183] Firemní materiály SM7 CZ a.s.,
[184] Firemní materiály SMP CZ a.s.,
[185] Firemní materiály VSL,
[186] Firemní materiály VT-JHP,
[187] Firemní materiály INSET, s.r.o.

11) další a nově vydané podklady:

[188] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC, s.o. 09/2015,
[189] Vliv poruch na přechodnost předpjatých mostních objektů a bezpečnost drážní dopravy, Fakulta stavební ČVUT v Praze pro SŽDC, s.o. a SFDI,
[190] Diagnostika mostů s předpjatou nosnou konstrukcí, Fakulta stavební ČVUT v Praze pro SŽDC, s.o. a SFDI,
[191] Teichman, M., Matyáš, P., Šafář, R., Dlouhá, R.: Poruchy železničních mostů s předpjatou nosnou konstrukcí, Mosty 2010, Brno 04/2010,
[192] Karbanová, B., Matyáš, P.: ÚTR – diagnostika železničních mostů s předpjatou nosnou konstrukcí, prezentace pro školení SŽDC, 02/2017.

2. Materiály pro výrobu konstrukcí z předpjatého betonu

2.1 Beton

2.1.1 Úvod

Beton nosné konstrukce musí mít takové mechanické vlastnosti, aby zajistil spolehlivé přenesení účinků zatížení, včetně účinků předpětí. Současně musí zajistit dostatečnou trvanlivost konstrukce včetně ochrany výztuže proti korozi.

Beton je (podle ČSN EN 206 [74]) materiál ze směsi cementu, hrubého a drobného kameniva a vody, s přísadami, příměsemi, s vlákny nebo bez nich, který získává své vlastnosti hydratací cementu.

Beton je možné dělit podle celé řady hledisek na různé druhy. Podle stupně hydratace rozeznáváme **čerstvý beton** a **ztvrdlý beton**. 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.

Podle objemové hmotnosti rozeznáváme **obyčejný beton**, **lehký beton** a **těžký beton**. Obyčejný beton má po vysušení v sušárně objemovou hmotnost větší než 2000 kg/m^3 a nepřevyšující 2600 kg/m^3, lehký beton má objemovou hmotnost větší než 800 kg/m^3 a menší než 2000 kg/m^3 a těžký beton má objemovou hmotnost větší než 2600 kg/m^3.

Na základě pevnosti v tlaku rozlišujeme tzv. **pevnostní třídy** betonu, označené (podle aktuálně platné ČSN EN 206 [74] a ČSN EN 19921-1 [5]) např. C30/37 pro obyčejný beton a LC30/33 pro lehký beton. První číslo v označení třídy znamená válcovou charakteristickou pevnost betonu v tlaku, druhé číslo je krychelná charakteristická pevnost betonu v tlaku. Obyčejný a těžký beton třídy vyšší než C50/60 a lehký beton třídy vyšší než LC50/55 se označuje jako **vysokopevnostní**. Častěji se ale používá výraz "**vysokohodnotný**", jenž označuje beton, u kterého jsou na vyšší úrovni i další vlastnosti, např. trvanlivost, samozhutnitelnost apod. V posledních letech se i v mostním stavitelství častěji používá tzv. **ultravysokohodnotný** beton (UHPFRC - *ultrahigh-performance fiber reinforced concrete – ultravysokohodnotný beton vyztužený vlákny)*, což je rovněž materiál s cementovou matricí, ale s charakteristickou pevností v tlaku 150 až 250 MPa. Navíc obsahuje ocelová vlákna, kterými se dosahuje duktilního chování (tažnosti) a kterými lze do určité míry nahradit betonářskou výztuž.

Podle způsobu, jakým jsou stanoveny požadavky na beton (resp. na jeho vlastnosti nebo složení - tzv. specifikace), rozeznáváme **typový beton**, **beton předepsaného složení** a **normalizovaný beton**. Typový je beton, pro který jsou výrobci specifikovány požadované vlastnosti a doplňující charakteristiky betonu a výrobce zodpovídá za dodání betonu vyhovujícího požadovaným vlastnostem a doplňujícím charakteristikám. Tento způsob specifikace je u nás nejběžnější. Beton předepsaného složení je beton, pro který je výrobci předepsáno složení betonu včetně jeho složek a výrobce zodpovídá za dodání betonu předepsaného složení. Normalizovaný beton je beton předepsaného složení, jehož složení je předepsáno normou platnou v místě

použití betonu. V České republice se zavedení normalizovaného betonu nepředpokládá.

Požadavky na beton se uvádějí v tzv. **specifikaci betonu**, což je konečná sestava dokumentovaných technických požadavků předaných výrobci ve formě požadovaných vlastností nebo složení betonu. Obsah specifikace se liší pro typový beton, beton předepsaných vlastností i pro normalizovaný beton. Pro typový beton musí specifikace obsahovat následující údaje (podle ČSN EN 206:2014 [74]):

a) požadavek, aby beton vyhovoval EN 206,
b) třídu pevnosti betonu v tlaku,
c) stupně vlivu prostředí,
d) největší velikost horního síta pro nejhrubší frakci kameniva betonu D_{upper} a nejmenší velikost horního síta pro nejhrubší frakci kameniva betonu D_{lower},
e) stupeň obsahu chloridů,

pro lehký beton navíc:

f) třídu objemové hmotnosti nebo určenou objemovou hmotnost,

pro těžký beton navíc:

g) určenou objemovou hmotnost,

pro transportbeton a beton vyráběný na staveništi navíc:

h) stupeň konzistence nebo určenou hodnotu konzistence.

K uvedeným požadavkům je v případě potřeby možno připojit ještě následující doplňkové parametry:

- zvláštní druhy nebo třídy cementu a/nebo zvláštní druhy nebo třídy kameniva (pak je specifikátor odpovědný za složení betonu, které minimalizuje nepříznivý účinek alkalicko-křemičité reakce),
- typ, funkce (např. konstrukční nebo nekonstrukční beton) a minimální obsah vláken nebo třída vlastností betonu vyztuženého vlákny,
- charakteristiky, požadované k zajištění odolnosti proti účinkům mrazu a rozmrazování (např. min. obsah vzduchu),
- požadavky na teplotu čerstvého betonu,
- nárůst pevnosti,
- vývin tepla během hydratace,
- pomalé tuhnutí,
- odolnost proti průsaku vody,
- odolnost proti obrusu,
- pevnost v příčném tahu,
- smršťování, dotvarování, modul pružnosti,
- doplňující požadavky na beton pro speciální geotechnické práce,
- doplňující požadavky pro samozhutnitelný beton,
- doplňující technické požadavky (např. požadavky na docílení zvláštní

povrchové úpravy – pohledový beton, nebo požadavky na zvláštní způsob ukládání, konzistenci atd.).

Požadavky na specifikaci betonu předepsaného složení a normalizovaného betonu jsou v ČSN EN 206 [74].

Výsledné vlastnosti betonu však neovlivňuje jen složení, ale i další faktory – především jeho zpracování (uložení a hutnění) a ošetřování během hydratace.

2.1.2 Složky betonu (pro výrobu betonu předpjatých železničních mostů)

2.1.2.1 Cement

Základní požadavky na cement jsou uvedeny v normě ČSN EN 197-1 [29]; další údaje jsou například v knize Moderní beton (M. Collepardi, [125]).

Beton je kompozit, tzn. materiál sestavený z několika vzájemně spolupůsobících složek. Složkami betonu jsou pojivo (cement), plnivo (kamenivo), voda a případně také přísady, příměsi a vlákna.

Cement je hydraulické pojivo, tj. jemně mletá anorganická látka, která po smíchání s vodou vytváří kaši, která tuhne a tvrdne v důsledku hydratačních reakcí a procesů. Po zatvrdnutí zachovává svoji pevnost a stálost i ve vodě. Hydraulické tvrdnutí cementu probíhá především v důsledku hydratace vápenatých křemičitanů. Na hydrataci se v průběhu tvrdnutí mohou podílet i jiné chemické sloučeniny (například hlinitany).

Základem výroby (portlandského) cementu je pálení směsi přírodních nebo průmyslových surovin (vápenec, jíl, pyritové výpražky atd.), čímž vzniká slínek, který se následně mele v kulovém mlýně. Rozemletý **slínek** nemůže být používán samostatně, protože po smíchání s vodou reaguje tak rychle, že by nebylo možno beton zpracovat. Proto se ke slínku přidává vhodné množství (3,5 – 4,0%) síranu vápenatého (ve formě sádrovce nebo anhydritu), který působí jako regulátor tuhnutí.

Přidáním dalších **složek (příměsí)** vznikají další druhy cementů, které se liší svými vlastnostmi i vhodným použitím. Mezi tyto příměsi patří pucolán, struska, popílek, křemičitý úlet (mikrosilika), kalcinovaná břidlice a mletý vápenec.

Pucolán sám o sobě není hydraulickým pojivem, protože (ani když je jemně rozemlet) po smíchání s vodou netvrdne. Ale v přítomnosti vápna (které musí tvořit min. 20 – 30% hmotnosti směsi) se chová jako hydraulické pojivo s vlastnostmi lepšími, než by byly dosaženy jen se samotným vápnem. Toto chování, které se nazývá pucolánová aktivita a které bylo využíváno již ve starém Římě, je způsobeno interakcí tzv. amorfní siliky s vápnem a vodou. Amorfní silika je látka, která má stejné chemické složení jako křemen (SiO_2), ale na rozdíl od křemene nemá pevnou krystalickou mřížku. S pucolánovou aktivitou je možno se setkat jak u přírodních pucolánů (vulkanické popely), tak i u umělých (průmyslových) pucolánů (např. křemičité úlety a popílek, resp. odpadní látky vznikající při výrobě neželezných kovů). K pucolánové aktivitě dochází i

po smíchání s portlandským cementem, protože portlandský cement po smíchání s vodou rovněž uvolňuje vápno (portlandského cementu musí být ale ve směsi dostatečné množství). K výhodám pucolánových cementů patří především pomalejší uvolňování hydratačního tepla (důležité zejména u masivních konstrukcí), vyšší odolnost proti některým chemickým látkám (např. síranům), snížení nebo i potlačení následků alkalicko-křemičité reakce i vyšší odolnost proti působení chloridů, důležitá pro ochranu ocelové výztuže v konstrukcích vystavených působení chemických rozmrazovacích látek nebo mořské vody.

Vysokopecní struska vzniká jako odpad při výrobě železa ve vysokých pecích. Pokud je rychle ochlazena (granulována), zatvrdne ve skelném stavu a na rozdíl od pucolánů pak ve vodě tvrdne i sama, bez přidání vápna, i když velmi pomalu. Vápno ($Ca(OH)_2$) působí jako katalyzátor hydratačních procesů a tvrdnutí strusky urychluje (stačí ho tedy nepatrné množství, na rozdíl od pucolánových cementů, kde se vápno přímo účastní chemických reakcí a je ho tedy nutno použít více). Výhody struskoportlandských cementů jsou obdobné jako u pucolánových cementů; zejména při vysokém obsahu strusky (60 – 80%) je hydratační teplo ještě nižší, než u cementů pucolánových.

Popílek vzniká jako zbytek po spalování uhlí v tepelných elektrárnách. Je tvořen víceméně dutými částicemi o průměru 5 – 90 mm, které díky svému téměř kulovitému tvaru zlepšují zpracovatelnost betonu. Popílky obsahují amorfní siliku a vykazují proto pucolánovou aktivitu. Podle typu spalovaného uhlí vznikají popílky křemičité nebo vápenaté. Křemičité popílky (typ “V“) vznikají při spalování černého uhlí a vykazují vysokou pucolánovou aktivitu, protože obsahují velké množství amorfní siliky; vápenaté popílky (typ “W“) vznikají při spalování hnědého uhlí a lignitu a mohou navíc vykazovat i hydraulické vlastnosti. Popílky se častěji než jako součást směsných cementů přidávají jako minerální příměs k portlandskému cementu až při výrobě betonu.

Křemičité úlety (mikrosilika) jsou odpad z výroby křemíku. Sestávají z kuliček o velikosti pod 0,1 mm; díky velmi malým rozměrům jsou schopny vyplnit mezery mezi zrny cementu, která mají průměr asi 1 – 50 mm. Mikrosilika se většinou používá jako příměs do betonů, které mají mít vysokou pevnost a vysokou odolnost proti průsaku, nebo do stříkaného betonu a samozhutnitelného betonu. Maximální množství mikrosiliky je asi 10% obsahu cementu, protože vzhledem k velmi malým rozměrům částic mikrosiliky by nadměrně vzrůstala spotřeba vody. I tak bývá mikrosilika používána společně se superplastifikátorem. Křemičité úlety mají rovněž pucolánové vlastnosti.

Kalcinovaná břidlice se vyrábí ve speciální peci při teplotě asi 800°C. Obsahuje i značný podíl pucolanicky reagujících oxidů; proto má jemně mletá kalcinovaná břidlice nejen výrazné hydraulické, ale i pucolánové vlastnosti.

Mletý vápenec je materiál zcela bez pucolánových vlastností. Používá se jako filer (plnivo) v případech, kdy je požadován portlandský cement s nižším obsahem slínku. Vápenec snižuje hydratační teplo a současně zlepšuje čerpatelnost betonu, protože obsahuje velké množství malých částic. Proto bývá používán i pro výrobu samozhutnitelného betonu.

Základní druhy cementu, lišící se svojí směšností, jsou (podle ČSN EN 197-1 [29]):

- **CEM I Portlandský cement** - obsahuje min. 95% slínku,
- **CEM II Portlandský cement směsný** – slínku je min. 65%, další složka tvoří buď 6 – 20% obsahu (v označení cementu je pak písmeno “A“), nebo 21 – 35% (v označení cementu je písmeno “B“). Pouze křemičitého úletu smí být v cementu maximálně 6 – 10%. Kromě uvedených písmen “A“ a “B“ je v označení cementu ještě další písmeno, které označuje konkrétní minerální příměs: “S“ značí strusku (*slag*), “P“ znační přírodní pucolán, “Q“ průmyslový pucolán, “V“ křemičitý popílek, “W“ vápenatý popílek, “L“ vápenec (*limestone*), “D“ křemičitý úlet (mikrosiliku) a “T“ kalcinovanou břidlici,
- **CEM III Vysokopevnostní cement** – podle obsahu minerálních příměsí se dělí na tři podtypy: “A“ obsahuje 36 – 65% příměsí, “B“ 66 až 80% příměsí a “C“ obsahuje 81 – 95% příměsí. V posledním případě se jedná o cement s extrémně nízkým obsahem slínku (i 5%), který se vyznačuje velmi nízkým hydratačním teplem (což je vhodné zejména u masivních konstrukcí), vysokou odolností proti rozmrazovacím solím a mořské vodě, síranovzdorností i odolností proti alkalicko-křemičité reakci. Cement CEM III//C bývá vyráběn pouze v nejnižší pevnostní třídě 32,5, protože na dosažení vyšších počátečních pevností obsahuje málo slínku),
- **CEM IV Pucolánový cement** – dělí se na dva podtypy: ”A” s obsahem slínku 65 – 89% a “B“ s obsahem slínku 45 – 64%. Zbývající část obsahu tvoří kombinace křemičitých úletů, křemičitého popílku a přírodních a umělých pucolánů,
- **CEM V Směsný cement** – dělí se na dva podtypy s obsahem slínku 40 – 64%, resp. 20 – 39% a obsahuje směs strusky, pucolánu a křemičitého popílku.

Dalším typem cementu je například **hlinitanový** cement, na který se ale norma ČSN EN 197-1 nevztahuje.

Cementy se dále dělí do tří **tříd** 32,5 ; 42,5 a 52,5. Číslo v označení třídy znamená tzv. normalizovanou pevnost cementu v tlaku v [MPa] po 28 dnech. Podle rychlosti nárůstu počáteční pevnosti se cement dělí na tři třídy počáteční pevnosti:

- N je třída s normálními počátečními pevnostmi,
- R je třída s vysokými počátečními pevnostmi,
- L je třída s nízkými počátečními pevnostmi (třída L se používá pouze pro cementy CEM III).

K výrobě betonu dílce nebo monolitické konstrukce se vždy použije cement stejné pevnostní třídy a stejného původu.

2.1.2.2 Kamenivo

Kamenivo je zrnitý materiál, který vyplňuje největší část objemu betonu (cca 75 až 80%). Obvykle je chemicky neaktivní a jeho hlavní funkcí je vytvoření pevné kostry betonu s minimální mezerovitostí. Kamenivo snižuje cenu betonu (cena kameniva bývá nižší než cena cementu), beton s ním dosahuje vyšší objemové stability i vyšší

trvanlivosti. Zejména u vysokopevnostního / vysokohodnotného (i ultravysoko-hodnotného) betonu ovlivňuje i jeho pevnost.

Požadavky na kamenivo jsou uvedeny v ČSN EN 12620 ([26]), požadavky na lehké pórovité kamenivo jsou v ČSN EN 13055-1 ([27]). Podrobné informace jsou ve [125].

Kamenivo můžeme dělit podle řady hledisek:

- podle petrografie (mineralogického složení),
- podle velikosti zrn na hrubé, drobné (hranicí je velikost zrna 4 mm) a jemné. Procentuální množství zrn různých velikostí nám určuje tzv. zrnitost kameniva, která je definována pomocí křivky zrnitosti,
- podle způsobu výroby na těžené, drcené a předrcené,
- podle původu na přírodní a umělé,
- podle hutnosti na hutné a pórovité.

U kameniva (a jeho zrn) zjišťujeme další vlastnosti, zejména:

- objemovou hmotnost (volně sypaného kameniva i samotných zrn),
- fyzikálně-mechanické vlastnosti (odolnost proti drcení, otěru, ohladitelnosti a obrusu),
- tvar zrn - tvarový index a index plochosti,
- přítomnost agresivních a dalších nevhodných látek,
- mrazuvzdornost,
- vlhkost atd.

Zrnitost kameniva popisuje rozdělení velikosti zrn od nejjemnějších po největší částice. Musí být taková, aby jemnější zrna mohla vyplnit mezery mezi zrny většími a aby tak byla z kameniva vytvořena kostra, ve které je objem mezer mezi zrny minimální. V betonu jsou následně tyto mezery vyplněny cementovým tmelem.

Zrnitost je definována pomocí frakcí s použitím výrazu d/D, kde d je velikost dolního síta a D je velikost horního síta (kromě tzv. fileru, což je kamenivo, jehož většina zrn propadne sítem o velikosti 0,063 mm). Velikosti sít používaných pro stanovení frakcí jsou uvedeny v ČSN EN 12620 ([26]); poměr D/d nesmí být menší než 1,4.

Drobné kamenivo těžené i drcené se nazývá písek, hrubé kamenivo těžené se nazývá štěrk a hrubé kamenivo drcené se nazývá drť.

Pokud je nutno ověřit **tvar zrn**, lze stanovit index plochosti (podle ČSN EN 933-3 [24]) a/nebo tvarový index (podle ČSN EN 933-4 [25]). Zkouška pro **stanovení indexu plochosti** sestává ze dvou operací prosévání. Nejdříve se za použití zkušebních sít vzorek rozdělí na jednotlivé zrnitostní podíly d_i/D_i a následně se každý z těchto zrnitostních podílů prosévá na tyčových sítech, která mají paralelní mezery o šířce $D_i/2$. Celkový index plochosti se pak vypočítá jako celková hmotnost zrn propadlých tyčovými síty, vyjádřená jako procento z celkové vysušené hmotnosti zkoušených zrn. Pokud se požaduje také index plochosti každého zrnitostního podílu d_i/D_i, vypočítá se jako hmotnost zrn propadlých odpovídajícím tyčovým sítem, vyjádřená jako hmotnost tohoto zrnitostního podílu.

Při stanovení **tvarového indexu** jsou jednotlivá zrna ve vzorku hrubého kameniva roztřiďována na základě poměru jejich délky *L* k tloušťce *E*. Tvarový index se pak vypočte jako podíl hmotnosti zrn, jejichž poměr rozměrů *L*/*E* je větší než 3 a celkové hmotnosti všech zkoušených zrn.

Z hlediska **mechanických a fyzikálních vlastností** je možno zkoušet odolnost proti drcení, odolnost proti otěru a odolnost proti ohladitelnosti a obrusu, je možno stanovit sypnou hmotnost a mezerovitost volně sypaného kameniva, objemovou hmotnost zrn a nasákavost atd.

Například **odolnost proti drcení** hrubého kameniva lze ověřit pomocí zkoušky Los Angeles, při které se kamenivo nasype do bubnu s ocelovými koulemi. Buben se otáčí okolo vodorovné osy, po určitém počtu otáček se kamenivo přesype přes síto a zjistí se úbytek zbytku na sítě.

U kameniva je nutno ověřit, zda neobsahuje (v nepřijatelném množství) **látky, které by snižovaly trvanlivost betonu** a betonové konstrukce. K těmto látkám patří chloridy, sírany, reaktivní silika (z hlediska alkalicko-křemičité reakce), jíly a organické látky. Kamenivo pro beton vystavený zmrazovacím a rozmrazovacím cyklům musí být rovněž mrazuvzdorné, což závisí především na přítomnosti porézních složek, jakými je např. rohovec, břidlice a některé porézní vápence. Obsah uvedených látek je omezen následovně:

chloridy – obsah chloridů v kamenivu (v betonu) je omezen, aby byla zajištěna ochrana výztuže proti korozi; prostý beton (beton bez výztuže) není přítomností chloridů ohrožen, pouze může na povrchu konstrukcí vystavených střídavě mokru a suchu docházet ke krystalizaci solí a vzniku tzv. výkvětů. Chloridy je možno odstranit praním (například u mořského písku),

sírany – mohou být v kamenivu ve formě sádrovce nebo anhydritu. Při zvýšeném obsahu síranů v kamenivu hrozí nebezpečí vzniku trhlin z důvodu tvorby ettringitu v zatvrdlém betonu, protože při svém vzniku ettringit zvětšuje objem a tím v betonu vytváří vnitřní pnutí, která mohou vést k jeho poškození (tzv. vnitřní síranová koroze – viz ***kapitola 4.2.2.4***).

Sírany jsou obsaženy i v cementu, kde se používají jako regulátor tuhnutí – viz ***kapitola 2.1.2.1***. Zde však nejsou na závadu, protože jsou jemně mlety, po smíchání s vodou rychle reagují a vytvářejí tzv. primární ettringit v době, kdy je beton ještě v plastickém stavu a rozpínání ettringitu tedy nezpůsobuje v čerstvém betonu žádná vnitřní pnutí (jako regulátor tuhnutí zpomaluje primární ettringit tuhnutí betonu tak, že pokrývá zrna cementu). Sírany v kamenivu ale nemusejí mít tak jemná zrna a ke vzniku ettringitu (v tomto případě tzv. sekundárního ettringitu) pak dochází později, kdy již rozpínání ettringitu během jeho vytváření způsobuje v betonu vnitřní pnutí, jež mohou způsobit jeho poškození.

Sírany není možno z kameniva odstranit praním tak, jako například chloridy. Ke vzniku sekundárního ettringitu ale může dojít i v důsledku příliš vysoké teploty, které je beton vystaven během hydratace (vlivem vývinu hydratačního tepla – jedná se o tzv. teplotní rozklad primárního a následný vznik sekundárního ettringitu, viz ***kapitola 4.2.2.4***),

reaktivní silika – forma křemene bez krystalické mřížky (viz též ***kapitola 2.1.2.1***) může reagovat s alkáliemi (sodíkem a draslíkem) z cementu a tvořit látky, které jsou rozpínavé a porušují okolní cementovou matrici. Tento jev se nazývá alkalicko-

křemičitá reakce (ASR) a může způsobit závažnou degradaci betonu a podstatné snížení trvanlivosti betonové konstrukce - viz ***kapitola 4.2.2.5***.

Kromě alkalicko-křemičité reakce existuje ještě i alkalicko-uhličitanová koroze. Kamenivo, které je k ní náchylné, se vyznačuje přítomností velmi drobných krystalků dolomitu nebo vápence (viz též ***kapitola 4.2.2.5***),

jíly a další jemné částice (například částice bahna nebo prach z drcení), které se zachytí na povrchu zrn kameniva, mohou oslabovat vazbu mezi kamenivem a cementovou matricí. Mechanické vlastnosti betonu jsou pak zhoršeny, ale nehrozí postupná degradace betonu a/nebo konstrukce jako v případě přítomnosti chloridů, síranů nebo reaktivní siliky. Jemné částice mohou být také odstraněny praním,

organické látky v kamenivu mohou ovlivňovat hydratační proces, zpomalovat tuhnutí cementu a zhoršovat mechanické vlastnosti betonu. Obdobně jako v případě jílů, ani organické látky neohrožují přímo trvanlivost betonové konstrukce. Pokud jsou v kamenivu (v betonu) zbytky dřeva, dřevěného uhlí a podobných pórovitých látek, může dojít k lokálnímu odprýskávání betonu.

Mrazuvzdornost – porušení mrazem souvisí s přítomností vody v pórech kameniva, protože objem ledu je asi o 9% větší než objem vody před zmrznutím. Škodlivé napětí ale vzniká pouze při určité velikosti pórů (několik mm); v menších mikropórech ke zmrznutí vody nedojde, protože teplota tuhnutí je v nich snížena. Naopak ve větších pórech voda sice zmrzne, ale tlak se snižuje tím, že ještě nezmrzlá voda je z pórů vytlačována ven.

Pórovitost kameniva také často souvisí s jeho **vlhkostí**. Vlhkost kameniva je nutno zohlednit při stanovení celkového množství vody v čerstvém betonu, protože množství vody (resp. vodní součinitel, tj. poměr hmotnosti vody a hmotnosti cementu *w*/*c*) zásadně ovlivňuje nejen zpracovatelnost, ale i výsledné vlastnosti betonu, jako je pevnost betonu, pórovitost, nasákavost, mrazuvzdornost apod.

Pro výrobu betonu **předpjatých železničních mostů** se používá hutné přírodní kamenivo, které splňuje požadavky na třídu A podle ČSN EN 12620. Nesmí se použít kamenivo obsahující amorfní formy SiO_2, aby se zabránilo škodlivým účinkům alkalicko-křemičité reakce. Směs kameniva musí být navržena tak, aby křivka zrnitosti byla plynulá, s definovanou maximální jmenovitou horní mezí frakcí kameniva. Pro betony třídy C 12/15 a vyšších musí obsahovat minimálně jednu frakci drobného kameniva a minimálně dvě frakce hrubého kameniva, u betonu tříd nižších lze použít směs kameniva z jedné frakce drobného a jedné frakce hrubého kameniva.

2.1.2.3 Voda

Voda plní v betonu dvě funkce – zajišťuje hydrataci cementu a přispívá ke zpracovatelnosti čerstvého betonu.
Poměr hmotnosti vody a hmotnosti cementu se nazývá vodní součinitel *w*/*c*. Pro hydrataci cementu je nutné množství vody, které odpovídá vodnímu součiniteli *w*/*c* = cca 0,35 (tzn. hmotnost vody odpovídá přibližně 35% hmotnosti cementu). Protože se zvyšujícím se množstvím vody se snižuje pevnost betonu a zhoršují se i jeho další vlastnosti (mechanické vlastnosti i trvanlivost), nebývá účelné nadměrné přidávání vody do čerstvého betonu a potřebné zpracovatelnosti se dosahuje použitím přísad (plastifikátorů).

Požadavky na vlastnosti vody jsou stanoveny normou ČSN EN 1008 ([28]). Podle této normy se rozeznávají následující **typy vod**:

- pitná voda – považuje se za vhodnou pro použití do betonu, nemusí se zkoušet,
- voda získaná při recyklaci v betonárně – běžně je vhodná pro použití do betonu, musí ale vyhovovat stanoveným požadavkům,
- podzemní voda – může být vhodná pro použití do betonu, ale je nutno ji vyzkoušet,
- povrchová voda a odpadní průmyslová voda - může být vhodná pro použití do betonu, ale je nutno ji vyzkoušet,
- mořská nebo brakická (poloslaná) voda – může se používat do betonu bez výztuže nebo bez jiného zabudovaného kovu, avšak obecně není vhodná pro výrobu železového nebo předpjatého betonu,
- splašková voda – pro použití do betonu není vhodná.

Pokud je nutno vodu zkoušet, pak se v rámci úvodního posouzení sleduje přítomnost olejů a tuků, čistících prostředků, rozptýlených látek a humusovitých látek a posuzuje se barva, zápach a kyselost vody. V rámci podrobnějšího zkoušení se zjišťuje obsah chloridů, síranů, alkálií, škodlivého znečištění (cukry, fosfáty, dusičnany, olovo, zinek) a ověřuje se doba tuhnutí a pevnost betonu nebo malty (v porovnání s hodnotami zjištěnými na tělesech vyrobených s destilovanou vodou).

Podle TKP [105] voda k výrobě předpjatého betonu nesmí obsahovat více chloridů než 200 mg $Cl^{-}.l^{-1}$. Pro výrobu betonů, které budou vystaveny vlivu prostředí stupně XF1 – XF4, nesmí být jako záměsová voda použita voda recyklovaná.

2.1.2.4 Přísady a příměsi

Přísady jsou materiály, které se používají k úpravě vlastností čerstvého nebo ztvrdlého betonu, přidávané během míchání betonu v malém množství v poměru ke hmotnosti cementu. Patří mezi ně například urychlovače tuhnutí, zpomalovače tuhnutí nebo plastifikátory. Vlastnosti je třeba vždy ověřit průkaznými i kontrolními zkouškami.

Příměsi jsou práškovité materiály, které se mohou přidat do betonu za účelem zlepšení určitých vlastností nebo k docílení speciálních vlastností betonu. Rozlišují se příměsi “téměř inertní“ (tzv. druh I – například pigmenty nebo filer použitý jako kamenivo) a “pucolány nebo latentní hydraulické příměsi“ (tzv. druh II – například popílek nebo křemičitý úlet). Použití příměsí zvyšuje požadavky na dávku záměsové vody nezbytnou k dosažení požadované konzistence a proto je použití příměsí obvykle kombinováno s použitím plastifikačních přísad.

2.1.3 Výroba, zpracování a ošetřování betonu

Po zamíchání jsou nezhydratované částice cementu obaleny tenkou vrstvou vody, jejíž tloušťka vzrůstá s narůstající hodnotou vodního součinitele. Hydratace cementu vede ke vzniku tzv. hydratačních produktů, především kalciumaluminátů a kalciumsilikátů které zvětšují svůj objem do prostoru, vyplněného původně vodou. Kalciumaluminát získávají pevnost poměrně velmi rychle a projevem jejich vzniku je tuhnutí betonu.

Výsledná pevnost však není příliš vysoká, na rozdíl od pevnosti kalciumsilikátů, která se vyvíjí pomaleji, dosahuje však z důvodu jiného tvaru krystalů mnohem vyšších výsledných hodnot. Projevem vzniku kalciumsilikátů je tvrdnutí betonu. Protože vlivem vývoje kalciumaluminátů by došlo velmi rychle ke ztuhnutí betonu a nebylo by možné jeho zpracování, zpomaluje se tuhnutí přidáním mletého sádrovce, který krystaly vznikajících kalciumaluminátů uzavře v látce nazývané *primární ettringit* a tím počátek tuhnutí oddálí (další podrobnosti jsou například v [125]).

Při hodnotách vodního součinitele okolo 0,35 a při dostatečném přísunu vody (ošetřování čerstvého betonu) mohou hydratační produkty vyplnit prostor původně vyplněný vodou téměř kompletně. Při nižších hodnotách vodního součinitele není v betonové směsi dostatek záměsové vody pro kompletní hydrataci cementu. Důsledkem je skutečnost, že zbývající část nezhydratovaných cementových částic zůstává uvnitř zhydratované cementové pasty (této skutečnosti se někdy využívá cíleně a zrna pojiva pak tvoří nejjemnější složku kameniva, vyplňující nejmenší mezery ve struktuře betonu). Při hodnotách vodního součinitele větších než cca 0,35 zbývající prostor, který byl původně vyplněn nadbytečnou záměsovou vodou, po vyschnutí zůstává prázdným a zvětšuje výslednou pórovitost betonu.

Čerstvý beton je možno zkoušet z řady hledisek – viz normy ČSN EN 12350-1 až ČSN EN 12350-12 ([34] až [45]). K zásadním zkouškám patří stanovení **konzistence** betonové směsi, kterou je možno provést jako:

- zkoušku sednutím podle ČSN EN 12350-2,
- zkoušku VeBe podle ČSN EN 12350-3 (v ČSN EN 206 z 07/2014 [74] není uvedena),
- stanovení stupně zhutnitelnosti podle ČSN EN 12350-4,
- zkoušku rozlitím podle ČSN EN 12350-5,
- zkoušku specifickou metodou, předem odsouhlasenou mezi specifikátorem a výrobcem, pro beton pro zvláštní účely (např. pro zavlhlý beton),
- zvláštní zkoušky jsou stanoveny pro samozhutnitelný beton.

Konzistenci je pak možno například podle sednutí kužele rozdělit do následujících stupňů:

- S1 – konzistence tuhá,
- S2 – plastická,
- S3 – velmi měkká,
- S4 – tekutá,
- S5 – tekutá.

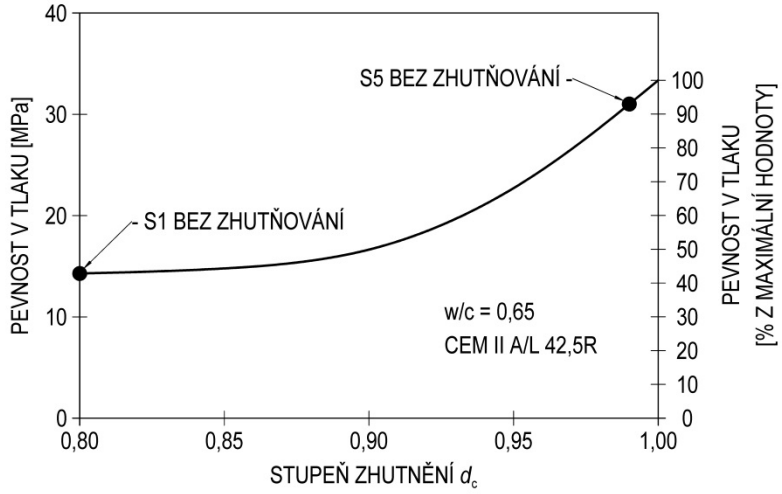
Při **zkoušce sednutím** se čerstvý beton zhutní ve formě tvaru komolého kužele. Následně se po zvednutí formy nahoru změří svislá vzdálenost, o kterou beton poklesl.

Zkouška VeBe se používá pro zavlhlé směsi, u kterých se neprojeví prakticky žádné sednutí kužele. Při této zkoušce se beton zhutní ve formě pro zkoušku sednutí. Po zvednutí formy se nad povrch betonu natočí kruhová průhledná deska a opatrně se spustí dolů, až se dotkne betonu. Spustí se vibrační stůl a změří se doba, během které se celý povrch kruhové desky dostane do styku s betonem (čas VeBe).

Při stanovení **stupně zhutnitelnosti** se čerstvý beton opatrně ukládá do nádoby zednickou lžící, přičemž je nutno dbát na to, aby nebyl hutněn. Po naplnění nádoby je přebytečný beton odstraněn a zarovnán s horní hranou nádoby. Beton se zhutní vibrováním a stupeň zhutnitelnosti se pak stanoví podle vzdálenosti povrchu zhutněného betonu od horní hrany nádoby.

Při **zkoušce rozlitím** se forma ve tvaru komolého kužele umístí na střásací stolek a naplní se čerstvým betonem. Forma se zdvihne a po stanoveném setřesení se měří šířka rozlití betonu.

Zpracovatelnost ("konzistence") a řádné **zhutnění** betonové směsi má zásadní význam pro výsledné mechanické vlastnosti i trvanlivost ztvrdlého betonu. Na ***Obr. 2.1*** (podle [125]) je uvedena závislost pevnosti betonu na stupni zhutnění d_c betonové směsi (zde uvažovaný stupeň zhutnění d_c se liší od stupně zhutnitelnosti uvedeného výše a používaného pro stanovení konzistence betonové směsi; zde se jedná o poměr objemové hmotnosti jádrového vývrtu z konstrukce a objemové hmotnosti zkušebního tělesa z dokonale zhutněného odpovídajícího betonu, které se používá pro zkoušky 28-denní pevnosti). Podle stejné publikace lze v reálné konstrukci počítat se stupněm zhutnění d_c asi 0,97, což znamená pokles pevnosti oproti dokonale zhutněnému betonu asi o 15%.



Obr. 2.1 Vliv stupně zhutnění na pevnost betonu v tlaku (podle [125])

Pokud je třeba zjišťovat v čerstvém betonu **objem vzduchu**, lze podle ČSN EN 12350-7 ([40]) použít metodu vodního sloupce nebo metodu tlakoměrnou. Při použití metody vodního sloupce se nad vzorek zhutněného betonu se známým objemem, uložený v uzavřené nádobě, nalije do předem stanovené výšky voda a nad vodní hladinu se zavede předem stanovený tlak vzduchu. Snížení objemu vzduchu ve vzorku betonu se měří jako objem odpovídající pozorovanému poklesu hladiny vodního sloupce. Při použití tlakoměrné metody se známý objem vzduchu o známém tlaku propojí v uzavřené nádobě s neznámým objemem vzduchu ve vzorku betonu. Po propojení obou objemů vzduchu dojde k poklesu tlaku, následně se tlak vyrovná na původní hodnotu a změří se množství vzduchu, které bylo k tomuto vyrovnání tlaku potřebné.

2.1.4 Mechanické vlastnosti ztvrdlého betonu

2.1.4.1 Pevnost v tlaku

Pevnost v tlaku obyčejného betonu nižších a středních pevnostních tříd je dána především vlastnostmi výše popsané hydratované cementové pasty (orientačně je možno předpokládat, že pevnost betonu v tlaku je pevnosti hydratované cementové pasty přímo úměrná; pevnost kameniva se stává důležitou především u vysokopevnostního a ultravysokopevnostního betonu). Pevnost betonu tedy závisí především na vodním součiniteli, na stupni hydratace - tzn. na stáří betonu a na jeho ošetřování, na typu a pevnostní třídě cementu, na druhu a množství přísad a v některých případech i na druhu příměsí. Pro vysoké třídy betonu má význam také pevnost a tuhost kameniva. Pevnost betonu proto závisí především na složení betonu a na podmínkách během tvrdnutí betonu, tzn. na ošetřování a na účincích okolního prostředí.

Pro označení pevnosti betonu se v dokumentaci obvykle vychází z pevnosti ve **stáří 28 dní**. Podle různých norem, platných u nás v průběhu času, se rozlišují následující druhy tlakových pevností a jejich označení:

A) podle aktuální normy ČSN EN 1992 -

- ***charakteristická hodnota*** pevnosti betonu v tlaku f_{ck}, která představuje tzv. 95% kvantil, tzn. u 95% provedených zkoušek musí být dosaženo minimálně této hodnoty pevnosti a pouze u 5% zkoušek může být dosaženo hodnoty nižší,
- ***střední hodnota*** pevnosti betonu v tlaku f_{cm}, která představuje průměr z hodnot dosažených při zkouškách. Podle ČSN EN 1992 se předpokládá, že $f_{cm} = f_{ck} + 8{,}0\text{MPa}$,
- ***návrhová hodnota*** pevnosti betonu v tlaku $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$, kde f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová), α_{cc} vyjadřuje především pokles pevnosti betonu v tlaku při dlouhodobém působení zatížení (pro navrhování betonových mostů v ČR se uvažuje hodnota $\alpha_{cc} = 0{,}90$) a γ_c je dílčí součinitel spolehlivosti betonu, který se v běžných případech uvažuje hodnotou $\gamma_c = 1{,}5$. Návrhová hodnota pevnosti se používá pro posouzení mezní únosnosti konstrukcí, obvykle za předpokladu zplastizování použitých materiálů,
- pevnost betonu se označuje tzv. ***třídou***, např. C30/37, kde první hodnota (30) vyjadřuje charakteristickou pevnost betonu v tlaku zkoušenou na válcích (tzv. válcová pevnost) a druhá hodnota (37) vyjadřuje charakteristickou pevnost betonu zkoušenou na krychlích (tzv. krychelná pevnost). Jako základní hodnota, používaná pro navrhování konstrukcí, se uvažuje pevnost válcová,

B) podle bývalé ČSN 73 1201 (1986) a ČSN 73 2400 (1987)

- pevnost betonu byla vyjádřena tzv. třídou, např. B30, kde číselná hodnota udávala krychelnou pevnost betonu, stanovenou rovněž jako 95% kvantil,

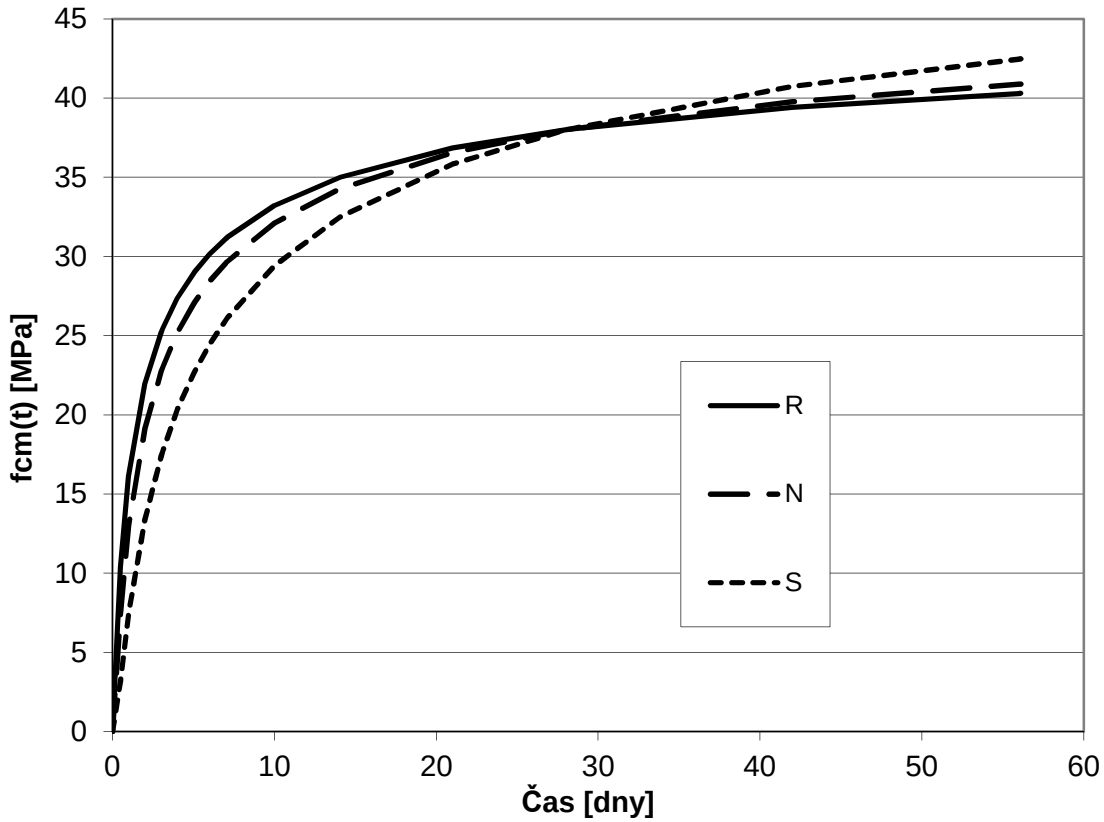
C) podle předchozí ČSN 73 1251 (1969), ČSN 73 6206 (1971) a ČSN 73 6207 (1993)

- pevnost betonu byla vyjádřena tzv. značkou, například zn. 330, kde číselná hodnota udávala průměrnou krychelnou pevnost betonu v tlaku, vyjádřenou v kg/cm^2,

D) Podle Směrnice pro navrhování mostů (1951)

- u betonu se rozlišovaly tzv. druhy, např. druh “g“ odpovídal pozdější značce 330. Další podrobnosti jsou uvedeny v ***kapitole 3.3.8***.

Pevnost betonu v tlaku nezůstává v čase konstantní. Z hlediska působení krátkodobého zatížení pevnost betonu v tlaku časem narůstá, a to rychlostí, která závisí na řadě parametrů, zvláště na druhu a pevnostní třídě cementu, druhu a množství přísad a příměsí, na vodním součiniteli a na podmínkách okolního prostředí. Na ***Obr. 2.2*** je uveden nárůst střední hodnoty tlakové pevnosti betonu C30/37; ve stáří 28 dní je předpokládaná pevnost betonu $f_{cm}(28) = f_{ck}(28) + 8{,}0 = 30{,}0 + 8{,}0 = 38{,}0$ MPa. Výpočet je proveden podle ČSN EN 1992-1-1 ([5] a [6]). Porovnání nárůstu pevnosti betonu podle různých předpisů je v ***kapitole 3.3.8***.



Obr. 2.2 Nárůst střední pevnosti betonu C30/37 v tlaku podle ČSN EN 1992 – první dva měsíce po betonáži; průběh při použití cementu třídy R, N, S

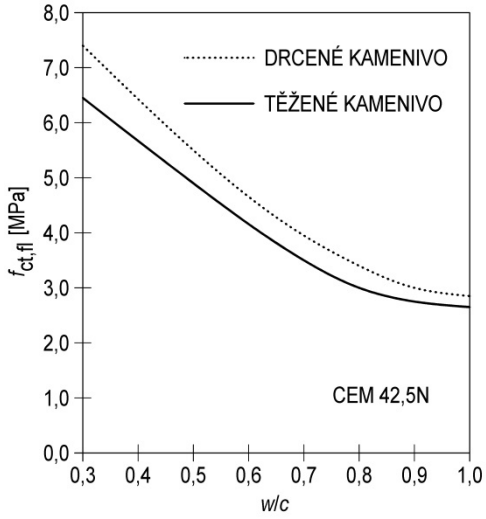
Pevnost betonu v tlaku však závisí také na délce času, během kterého je beton vystaven konstantnímu (nebo téměř konstantnímu) napětí – při působení

dlouhodobého zatížení pevnost betonu v tlaku v průběhu času naopak klesá. Tato skutečnost má i praktický význam, protože u řady betonových konstrukcí je proměnné (podle dřívější terminologie nahodilé) zatížení relativně malé v porovnání se stálým zatížením, tzn. napětí v prvku se v čase mění pouze málo. Maximální napětí, které beton může trvale přenášet bez porušení, se nazývá *pevnost při trvalém zatížení*. Pro beton zatížený ve stáří 28 dní odpovídá přibližně 80% jeho pevnosti při krátkodobém zatížení (při navrhování betonových mostů podle norem řady ČSN EN 1992 je tato skutečnost zohledněna pomocí součinitele α_{cc} = 0,90, kterým se násobí pevnost betonu v tlaku).

Až do napětí odpovídajícího přibližně 40% jeho pevnosti se beton chová prakticky lineárně. Při vyšších hodnotách napětí je působení betonu v důsledku rozvoje mikrotrhlin a trhlin stále více nelineární a vede k trvalému poškození konstrukce (tato skutečnost je vyjádřena na ***Obr. 2.4*** narůstajícím zakřivením pracovního diagramu betonu při vyšších hodnotách napětí). Při navrhování betonových mostů podle dřívějších norem byl tento požadavek splněn omezením hodnot napětí pomocí tzv. "dovolených namáhání", při navrhování podle současných norem je tento požadavek splněn prostřednictvím posouzení mezních stavů použitelnosti, konkrétně mezního stavu omezení napětí.

2.1.4.2 Pevnost v tahu

Pevnost betonu v tahu závisí prakticky na stejných parametrech, které ovlivňují pevnost betonu v tlaku. Pevnost v tahu a v tlaku ale nejsou úměrné a zvláště u vyšších tříd betonu nárůst pevnosti v tlaku vede pouze k malému nárůstu pevnosti v tahu. Pevnost betonu v tahu také více závisí na velikosti prvku než pevnost v tlaku, na případném použití vrubu ve zkušebním tělese a závisí podstatně i na konkrétní zkušební metodě, kterou je zjišťována. Rozdílné pevnosti v tahu je dosaženo i při použití těženého a drceného kameniva – viz ***Obr. 2.3***; u drceného kameniva se zde příznivě projevuje lepší vazba mezi cementovou pastou a povrchem nepravidelně tvarovaných zrn (u pevnosti v tlaku bývá vliv kameniva méně výrazný).



Obr. 2.3 Pevnost v tahu ohybem $f_{ct,fl}$ v závislosti na vodním součiniteli (*w*/*c*) a druhu kameniva betonu vyrobeného z cementu CEM 42,5N po 28 dnech zrání (podle [125])

Zásadní význam pro hodnotu pevnosti betonu v tahu mají vnitřní napětí, například od smršťování z vysýchání, která často vedou ke vzniku mikrotrhlin již před počátkem působení vnějšího zatížení (následkem skutečnosti, že cementová pasta se nemůže volně smršťovat kolem zrn kameniva). Pevnost v tahu proto může po ukončení ošetřování dočasně poklesnout, než začne znovu narůstat (vlivem pokračující – ačkoliv již mnohem pomalejší - hydratace).

U pevnosti betonu v tahu je možno rozlišit několik druhů:

- pevnost v dostředném tahu f_{ct},
- pevnost v příčném tahu $f_{ct,sp}$,
- pevnost v tahu ohybem $f_{ct,fl}$,

Stanovení pevnosti v dostředném tahu (ČSN 73 1318 [60]) je poněkud problematické a rozptyl výsledků bývá značný. Proto se pevnost v tahu obvykle zjišťuje dalšími dvěma způsoby – jako pevnost v příčném tahu (ČSN EN 12390-6 [51]) nebo pevnost v tahu ohybem (ČSN EN 12390-5 [50]). V prvním případě se zkušební tělesa válcového tvaru zatěžují přímkovým zatížením na dvou protilehlých stranách a z maximálního dosaženého zatížení se následně spočítá pevnost v příčném tahu. Vztah mezi pevností v dostředném tahu a v příčném tahu lze obecně vyjádřit jako (podle [154]):

$$f_{ctm} = A.f_{ct,sp,m} \qquad (2.1)$$

kde A je součinitel, který v různých předpisech dosahuje hodnot cca 0,67 až 0,95, podle novějších údajů i více než 1,00. V ČSN EN 1992-1-1 [5] se používá hodnota A = 0,9, v Model Codu 2010 ([153]) hodnota A = 1,0.

Pro zjištění pevnosti v tahu ohybem se betonové trámečky vystaví tzv. čtyřbodovému ohybu (prostý nosník zatížený dvěma silami) a na základě maximálního dosaženého zatížení se vypočítá příslušná pevnost betonu v tahu. Tato hodnota je obecně vyšší než pevnost v dostředném tahu a značně závisí na velikosti zkušebního tělesa, zejména na jeho výšce (při zvětšující se výšce průřezu se hodnota $f_{ct,fl}$ blíží hodnotě f_{ct}). Pro přepočet na pevnost v dostředném tahu je možno použít vztah odvozený ze vztahu *(3.23)* v ČSN EN 1992-1-1 ([5]):

$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1{,}6 - \frac{h}{1000}} \quad \text{, kde:} \qquad (2.2a)$$

f_{ctm} je střední hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu [MPa],
$f_{ctm,fl}$ je střední hodnota pevnosti v tahu ohybem [MPa],
h je výška průřezu zkušebního tělesa [mm],

nebo lze použít vztah podle [153] a [154]:

$$f_{ctm} = \frac{a_{fl}.h_b^{0,7}}{1 + a_{fl}.h_b^{0,7}} \cdot f_{ct,fl,m} \qquad (2.2b)$$

kde:

$f_{ct,fl,m}$ je střední hodnota pevnosti v tahu ohybem,
h_b je výška průřezu zkušebního tělesa [mm],
a_{fl} = 0,06 (obvykle).

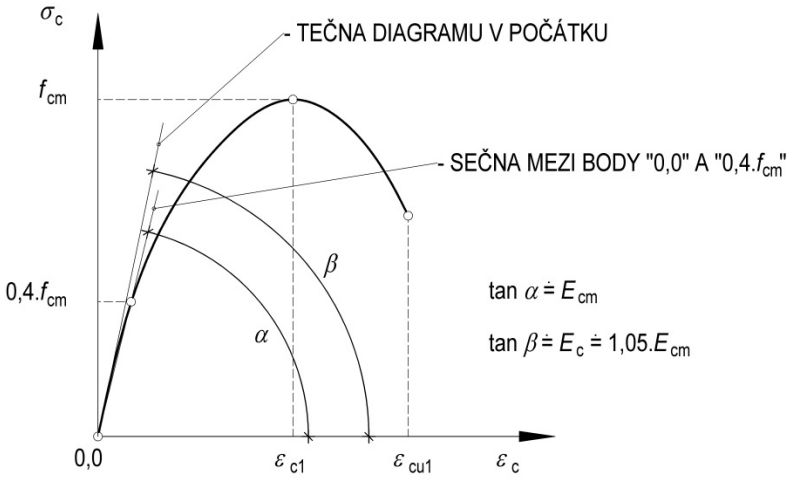
Z důvodu většího rozptylu pevnosti betonu v tahu se častěji používají také horní a dolní "pravděpodobné" hodnoty – v ČSN EN 1992-1-1 [5] je definována horní charakteristická hodnota $f_{ctk,0,95}$ a dolní charakteristická hodnota $f_{ctk,0,05}$ (jako 95% a 5% kvantil), které jsou stanoveny jako 1,3- a 0,7-násobek střední hodnoty f_{ctm}.

Z hlediska realizací vodotěsných izolací i z hlediska oprav betonových konstrukcí je důležitá také *pevnost v tahu povrchových vrstev* ("*odtrhová pevnost*"), jejíž hodnota musí být natolik vysoká, aby bylo možno zajistit dostatečnou přídržnost izolačních nebo sanačních vrstev k povrchu betonové konstrukce. Zkoušku lze provést podle [60] nebo [70].

Porovnání nárůstu pevnosti v tahu, pevnosti v tlaku a modulu pružnosti v tlaku je na ***Obr. 2.5***.

2.1.4.3 Pracovní diagram a modul pružnosti

Na ***Obr. 2.4*** je uveden typický pracovní diagram betonu (při působení krátkodobého tlakového namáhání), který vyjadřuje závislost mezi působícím napětím (na svislé ose) a odpovídajícím poměrným přetvořením (stlačením, na vodorovné ose). Na základě porovnání pracovních diagramů pro různé třídy betonu lze říci, že při vyšší třídě (tj. při větší pevnosti) je beton více křehký, tzn. k porušení dochází při menším přetvoření. V případě vysokopevnostních betonů je nutno počítat s velmi křehkým chováním prostého betonu (tento problém je řešitelný vhodně uspořádanou výztuží a nebo pomocí vláken).

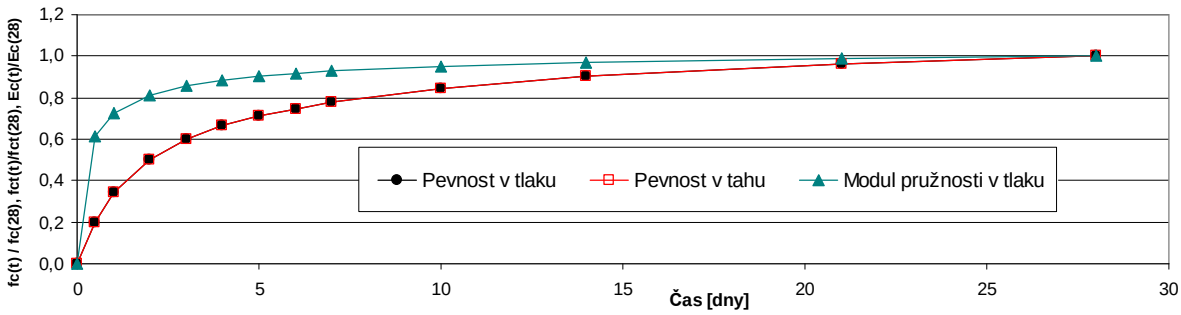


Obr. 2.4 Pracovní diagram betonu v tlaku (podle ČSN EN 1992-1-1 [5])

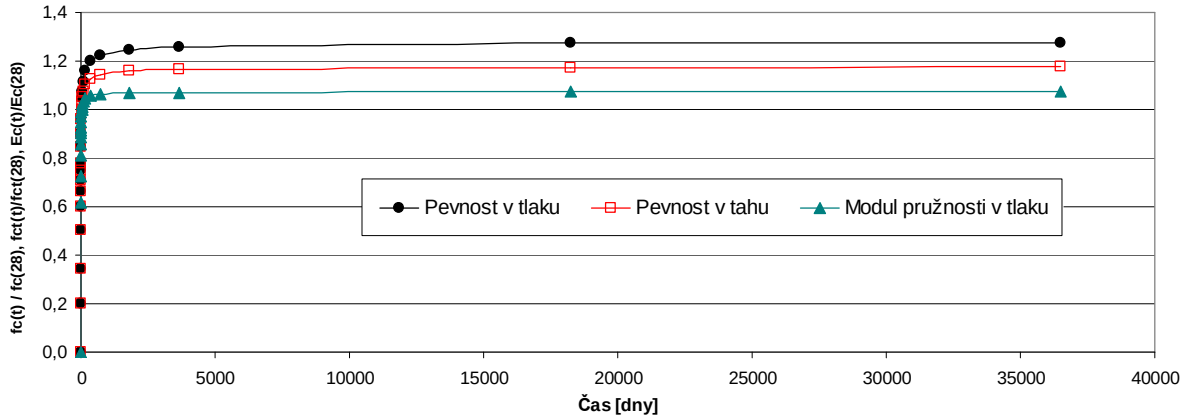
V pracovním diagramu na ***Obr. 2.4*** je možno vysledovat některé důležité veličiny:

- pevnost betonu v tlaku f_{cm} (v daném případě je použita střední hodnota pevnosti; lze však vynést i tzv. návrhový pracovní diagram, který vychází z návrhových hodnot apod.),

- poměrné přetvoření betonu odpovídající dosažené pevnosti ε_{c1},
- maximální poměrné přetvoření betonu ε_{cu1},
- tangens úhlu a odpovídá modulu pružnosti betonu v tlaku, v daném případě se jedná o tzv. sečnovou hodnotu. Ta je stanovena na základě úhlu k sečně mezi počátkem pracovního diagramu a bodem odpovídajícím napětí $0{,}4.f_{cm}$ (podle jiných norem $0{,}3.f_{cm}$). Další možností je stanovit tzv. tečnovou hodnotu, a to na základě úhlu k tečně pracovního diagramu, obvykle v počátečním bodě.



Obr. 2.5 Porovnání relativního nárůstu pevnosti betonu v tlaku, v tahu a modulu pružnosti v tlaku – první měsíc po betonáži (průběh stanoven podle ČSN EN 1992-1-1 [5])



Obr. 2.6 Porovnání relativního nárůstu pevnosti betonu v tlaku, v tahu a modulu pružnosti v tlaku – 100 let po betonáži (průběh stanoven podle ČSN EN 1992-1-1 [5])

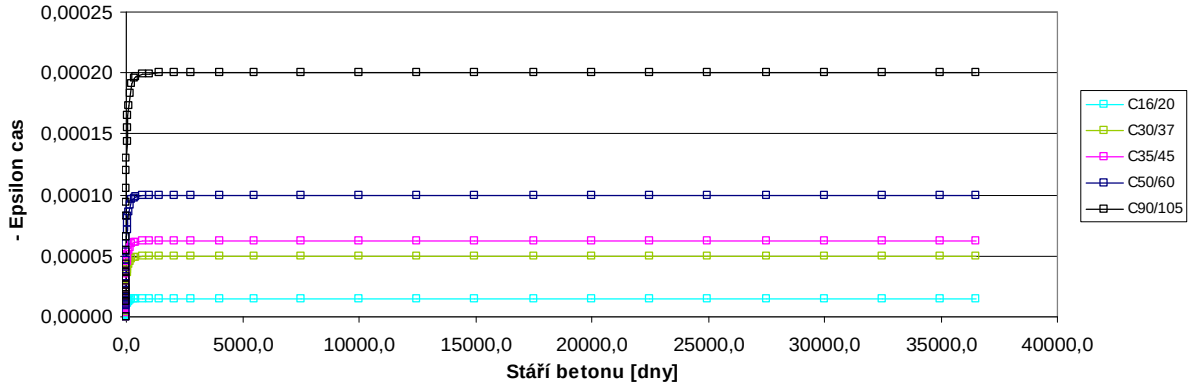
Důležitou hranici představuje napětí odpovídající hodnotě cca $0{,}4.f_{cm}$. Pod touto hranicí beton působí prakticky pružně, nehrozí nebezpečí trvalého poškození betonu vlivem působícího zatížení. Při vyšších hodnotách napětí již ale narůstají plastické deformace a vzrůstá i nebezpečí trvalého poškození betonu v důsledku nadměrného dotvarování, rozvoje (zpočátku především podélných) trhlin atd.
Výše uvedené skutečnosti platí při působení krátkodobého namáhání. Při působení dlouhodobého namáhání se snižuje pevnost betonu cca na 80% a zvětšuje se poměrné přetvoření betonu.

Na ***Obr. 2.5*** je uvedeno relativní srovnání nárůstu pevnosti betonu v tlaku, v tahu a modulu pružnosti v tlaku pro období jednoho měsíce po betonáži. Na ***Obr. 2.6*** jsou vyneseny stejné veličiny pro období 100 let po betonáži (tj. po dobu předpokládané životnosti mostních konstrukcí).

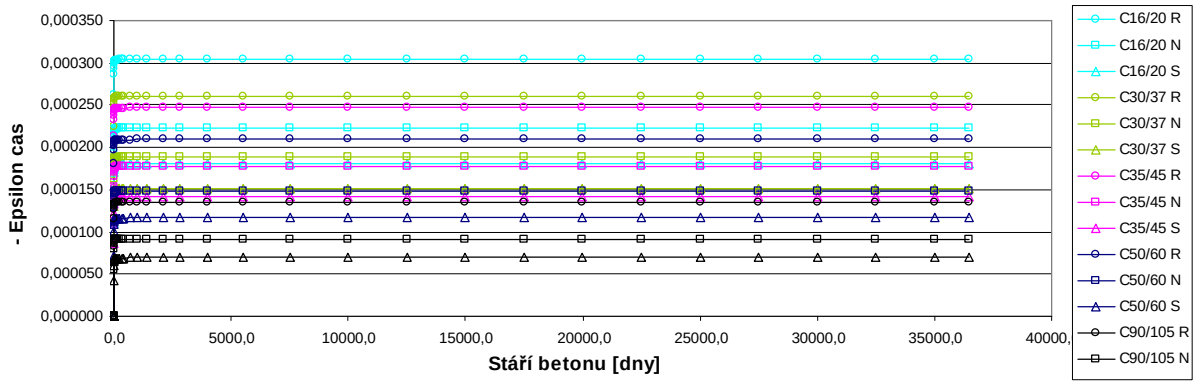
2.1.5 Časově závislá přetvoření betonu

Časově závislé deformace mohou být závislé na napětí nebo (prakticky) nezávislé na napětí. Na napětí nezávislá přetvoření (nebo objemové změny) jsou především ***smršťování*** **a** ***bobtnání***, které jsou způsobeny hlavně ztrátou nebo zvýšením vlhkosti v betonu.

Přetvoření závislé na čase i na napětí se nazývá ***dotvarování***. Toto přetvoření je definováno jako rozdíl mezi nárůstem přetvoření v čase u vzorku vystaveného konstantnímu trvalému napětí a přetvořením nezávislým na zatížení pozorovaném na dalším, nezatíženém vzorku. Ve velmi úzkém vztahu s dotvarováním a způsobená stejnými fyzikálními procesy je *relaxace*, tj. časově závislé snížení napětí vyvozeného konstantní vnesenou deformací.



Obr. 2.7 Autogenní smršťování podle EN 1992-1-1 v období 100 let po betonáži pro různé třídy betonu



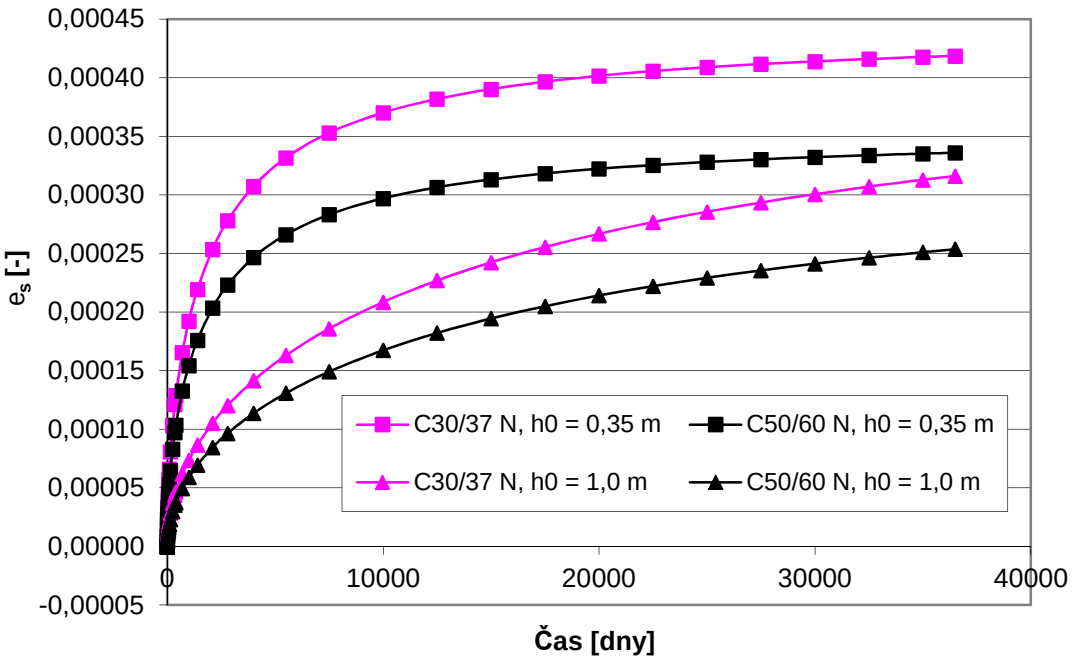
Obr. 2.8 Smršťování z vysýchání podle EN 1992-1-1 v období 100 let po betonáži pro různé třídy betonu a druhy cementu (R – rychle tvrdnoucí vysokopevnostní cement, N – normálně tuhnoucí cement, S – pomalu tuhnoucí cement)

Smršťování betonu existuje několik různých druhů – pro betony běžných pevností bývá nejvýznamnější tzv. *smršťování z vysýchání*, ke kterému dochází, když je beton vystaven působení vzduchu s relativní vlhkostí menší než 100%. U vysokopevnostního/vysokohodnotného a ultravysokohodnotného betonu bývá nejvýznamnější tzv. *autogenní* smršťování, zvané též *smršťování ze samovysýchání* nebo *chemické smršťování*, které je provázáno s chemickými procesy probíhajícími během hydratace cementu a ke kterému dochází nezávisle na okolním prostředí. Autogenní smršťování vzniká v důsledku skutečnosti, že objem ztvrdlé cementové

pasty je menší než součet objemu vody a cementu před začátkem chemických reakcí (hydratace). Při návrhu a posouzení konstrukcí ze všech typů betonu se smršťování obvykle stanovuje jako součet smršťování autogenního a smršťování z vysýchání. Celkové smrštění (poměrné přetvoření) po dlouhodobém působení dosahuje hodnoty v rozmezí okolo 0,0001 až 0,001, tj. asi 0,1 až 1,0 mm/m délky prvku.

Dalším druhem smršťování je například tzv. *plastické smršťování*, tj. smršťování čerstvého betonu, který je dosud v plastickém stavu.

U obyčejného betonu lze obvykle přibližně předpokládat, že ztráta vody v důsledku vysýchání a odpovídající smrštění betonu jsou vzájemně úměrné. Protože vysýchání betonu je poměrně pomalý proces, vývoj smršťování z vysýchání v čase bývá také relativně pomalý. Lze však říci, že rychlost vysýchání a tím i rychlost smršťování z vysýchání závisí na obsahu vlhkosti v betonu, relativní vlhkosti okolního prostředí a na tloušťce prvku – tenčí prvky vysýchají rychleji a smršťování z vysýchání u nich proto také probíhá vyšší rychlostí, u silnějších prvků je naopak vysýchání i odpovídající smršťování pomalejší. Konečná smrštění by však v obou případech měla teoreticky dosáhnout obdobných hodnot, může k tomu ale být potřebný velmi dlouhý čas (i několik staletí). Průběh smršťování v závislosti na tloušťce betonového prvku je uveden na ***Obr. 2.9*** (pro dvě třídy betonu - C30/37 a C50/60). Smršťování betonu dále závisí na jemnosti mletí cementu (se vzrůstající jemností mletí smršťování vzrůstá), případně na chemickém složení cementu (zvláště obsahu alkálií). U vysokopevnostního (vysokohodnotného) betonu je smršťování z vysýchání významně redukováno nízkým vodním součinitelem i tím, že kapilární systém má velmi malou kapacitu pro odvedení významného množství vody z betonu.



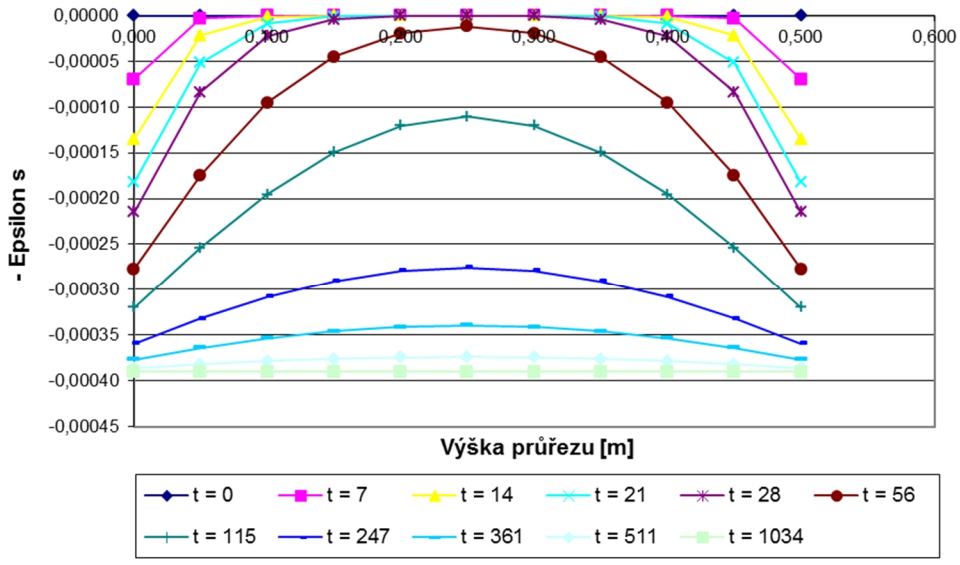
Obr. 2.9 Smršťování z vysýchání v období 100 let po betonáži pro prvky různé tloušťky a vyrobené z betonu různé třídy (průběhy stanoveny podle ČSN EN 1992-1-1 [5])

Rozdílná rychlost vysýchání a tomu odpovídající rychlost smršťování z vysýchání (tzv. diferenční smršťování) se projeví i v rámci příčného řezu u konstrukcí složených

z prvků výrazně odlišné tloušťky (například u letmo betonovaných konstrukcí s velmi tlustou dolní deskou), ale i v rámci jednoho konstrukčního prvku (např. desky nebo stěny) v jeho různých vrstvách. Oblasti betonu blízké k povrchu dosahují rovnovážného vlhkostního stavu s okolním prostředím již po poměrně krátké době, ale s rostoucí vzdáleností od povrchu obsah vlhkosti v betonu narůstá. Vlivem nerovnoměrného rozdělení vlhkosti je po tloušťce prvku nerovnoměrný i průběh smršťování betonu. V důsledku této skutečnosti se v betonu vyvíjí vnitřní napětí - v oblastech blízkých k povrchu (s větším smrštěním – zkrácením) vznikají tahová napětí a ve vnitřní části prvku (s menším smrštěním) vznikají napětí tlaková (ta jsou však velmi nízká). Uvedená tahová napětí vedou poměrně často ke vzniku povrchových trhlin. Příklad nerovnoměrného průběhu smrštění betonu po tloušťce prvku v důsledku jeho postupného vysýchání je uveden na ***Obr. 2.10***. Vzniku smršťovacích trhlin je do značné míry možno zabránit důkladným ošetřováním čerstvého betonu – výsledné smrštění betonu se tím sice (významně) nezmenší, ale jeho počátek se odsune do doby, kdy je již beton díky vyšší pevnosti v tahu vůči vzniku trhlin odolnější.

Podobná napětí naopak prakticky nevznikají v důsledku autogenního smršťování, protože tato přetvoření se vyvíjejí téměř rovnoměrně po celém příčném řezu prvku.

Další napětí v betonu vznikají rovněž z nerovnoměrného rozdělení teploty po tloušťce prvku v důsledku vývoje hydratačního tepla a ochlazování prvku vlivem působení okolního prostředí – viz ***kapitola 4.2.1.3.***



Obr. 2.10 Rozdílný průběh smršťování z vysýchání po tloušťce prvku v důsledku postupného úbytku vlhkosti betonu od povrchu (příklad pro tloušťku prvku 0,5 m a relativní vlhkost prostředí 80% při obou površích). Vyneseno ve stáří betonu t = 0 dní až t = 1034 dní (asi 3 roky)

Vnitřní napětí v betonu vznikají i vlivem skutečnosti, že hydratovaná cementová pasta se obecně smršťuje okolo kameniva, které je relativně tuhé. Tato napětí mohou vést ke vzniku mikrotrhlin v kontaktní oblasti kamenivo – cementová pasta (v pastě při povrchu zrn kameniva). Přitom smršťování betonu závisí i na tuhosti vlastního kameniva - smrštění klesá s rostoucím modulem pružnosti kameniva, protože tuhé kamenivo omezuje smršťování pasty více než poddajnější kamenivo. Další napětí od smršťování se vyvíjejí na staticky neurčitých konstrukcích, pokud je volné přetvoření

od smršťování omezeno podporami nebo ostatními částmi konstrukce (například u rámových konstrukcí). Důsledkem mohou být trhliny přes celý průřez.

Při stanovení (výpočtu) napětí od smršťování má být uvažován rovněž vliv dotvarování (resp. relaxace): protože napětí od smršťování se vyvíjejí v čase postupně, jsou dotvarováním významně redukována.

Z hlediska **dotvarování** lze předpokládat, že v rozsahu provozních napětí, tzn. pro $\sigma_c \le$ cca $0{,}4.f_{ck}$, může být beton považován za stárnoucí lineární viskoelastický materiál. Přetvoření od dotvarování jsou tedy lineárně závislá na napětí a je možné je stanovit pomocí součinitele dotvarování φ. Celkové přetvoření závislé na napětí $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$, způsobené jednorázově vyvozeným napětím $\sigma_c(t_0)$, lze pak stanovit z rovnice (viz též ***Obr. 2.11***):

$$\varepsilon_{cs}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0).\frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(28)} = \sigma_c(t_0).\left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_c(28)}\right] = \sigma_c(t_0).J(t,t_0) \qquad (2.3)$$

kde:

$\sigma_c(t_0)$ je napětí v betonu vyvozené v čase t_0,

t je sledovaný okamžik (ve kterém je zjišťováno poměrné přetvoření),

$E_c(t_0)$ je modul pružnosti betonu v okamžiku vnesení zatížení,

$E_c(28)$ je modul pružnosti betonu ve stáří 28 dní (při výpočtech využívajících součinitel dotvarování se má uvažovat tzv. tečnová hodnota modulu pružnosti $E_c = 1{,}05.E_{cm}$),

$\varphi(t, t_0)$ je součinitel dotvarování,

$J(t, t_0)$ je funkce poddajnosti, která vyjadřuje celkové na napětí závislé přetvoření na jednotku napětí (tzn. poměrné přetvoření v čase "t" od trvale působícího konstantního jednotkového napětí vneseného v čase "t_0").

Takto stanovené poměrné přetvoření od dotvarování platí za předpokladu, že v betonu po celou dobu působí konstantní napětí. Tento předpoklad však není v řadě případů splněn – například při výpočtu dotvarování od předpětí, kdy je předpínací síla v průběhu času průběžně snižována ztrátami. Výsledné dotvarování ve sledovaném okamžiku t je pak nižší, než by odpovídalo součinu součinitele dotvarování a počátečního pružného poměrného přetvoření. Pro tyto případy lze použít **princip superpozice**, podle kterého může být přetvoření způsobené historií napětí $\sigma_c(t)$ stanoveno rozložením historie napětí na malé přírůstky (resp. i úbytky) $\Delta\sigma_c$, vnesené v časech t_i, a sumarizací odpovídajících přetvoření, což je vyjádřeno rovnicí:

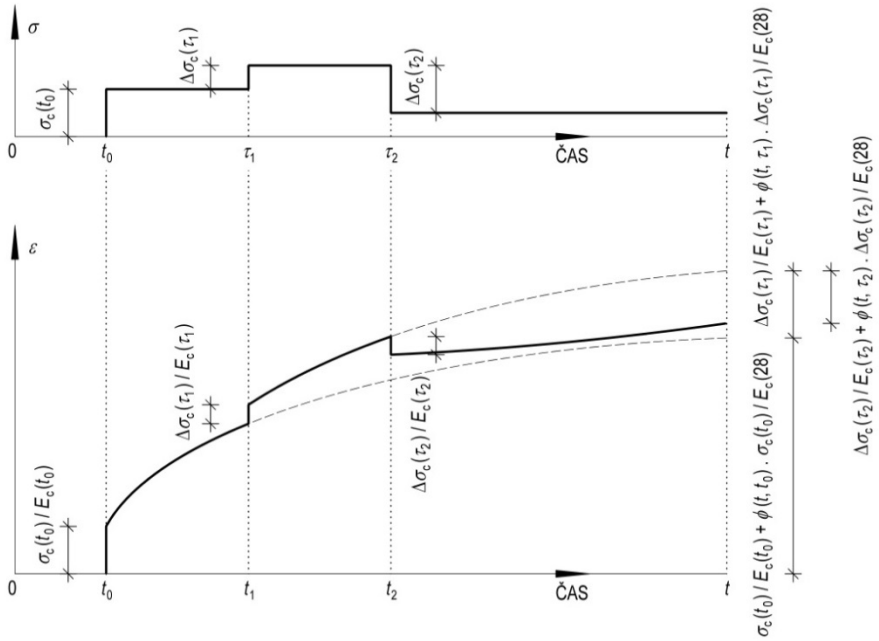
$$\varepsilon_{cs}(t,\sigma_c) = J(t,t_0).\sigma_c(t_0) + \sum_{i=1}^{n} J(t,t_i).\Delta\sigma_c(t_i) \qquad (2.4)$$

Princip superpozice popisuje chování betonu při působení proměnného napětí s přiměřenou přesností v případech, kdy napětí zůstávají v běžném provozním rozsahu, nemění se podstatně obsah a rozdělení vlhkosti během průběhu dotvarování a jestliže nedochází ke kompletnímu odtížení.

Pro celkové (časově závislé) poměrné přetvoření betonu je možno psát vztah:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \varphi(t,t_0).\frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t,t_i)}{E_c(28)}\right)\Delta\sigma_c(t_i) + \varepsilon_{cs}(t,t_s) \qquad (2.5)$$

kde první člen vyjadřuje okamžité pružné poměrné přetvoření od napětí $s_c(t_0)$ s počátkem působení v čase t_0, druhý člen vyjadřuje poměrné přetvoření od dotvarování způsobené tímto napětím, třetí člen vyjadřuje součet okamžitých pružných poměrných přetvoření a poměrných přetvoření od dotvarování od změn napětí v časech t_i a čtvrtý člen vyjadřuje poměrné přetvoření od smršťování.

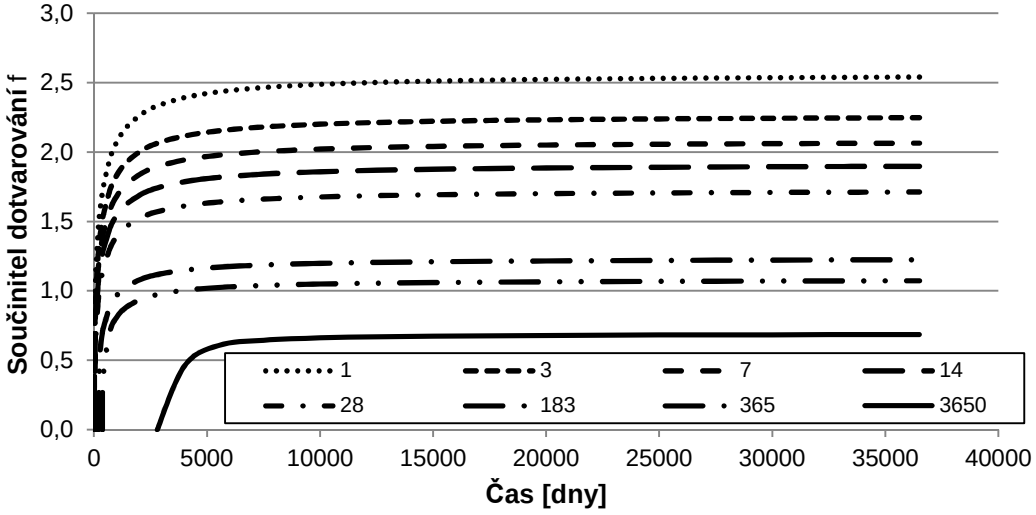


Obr. 2.11 Superpozice dotvarování

Příčiny dotvarování jsou dosud známy pouze v omezeném rozsahu. Obecně se ale přijímá, že dotvarování betonu je téměř výhradně způsobeno dotvarováním hydratované cementované pasty, protože kamenivo normální hmotnosti vykazuje malé nebo žádné přetvoření od dotvarování. Dotvarování hydratované cementové pasty je z velké části závislé na vodě v pastě. Kromě na napětí závislých pohybů vody v pórovém systému pasty dochází také k posunům a stlačování pasty. Nárůst dotvarování při vysokém napětí je způsoben především časově závislým rozvojem mikrotrhlin, který při velmi vysokých napětích může vést až k porušení betonu.

Celkově je tedy možno říci, že dotvarování betonu závisí jak na vnitřních faktorech, jako jsou materiálové vlastnosti složek betonu a jeho celkové složení, tak i na vnějších faktorech, jako je klima okolního prostředí. Protože dotvarování vzrůstá s rostoucí kapilární pórovitostí, klesá naopak s klesajícím vodním součinitelem (důsledkem nadbytečného množství záměsové vody v betonu je jeho vyšší pórovitost) a s rostoucím stupněm hydratace (tzn. s rostoucím stářím betonu) v čase vnesení zatížení. Dotvarování se zvětšuje s rostoucím objemem hydratované cementové pasty (lze předpokládat, že dotvarování je úměrné množství cementové pasty v betonu, což platí i pro smršťování) a s klesající tuhostí kameniva, protože kamenivo obyčejně nedotvaruje a omezuje tedy vlivem své tuhosti dotvarování hydratované cementové pasty. Dotvarování dále vzrůstá s rostoucím obsahem vlhkosti v betonu a s rostoucí ztrátou vlhkosti během působení zatížení. Proto dotvarování vzrůstá s klesající vlhkostí prostředí a s klesající tloušťkou konstrukčního prvku. Jednotlivé parametry ovlivňující dotvarování se vzájemně výrazně ovlivňují.

Na ***Obr. 2.12*** je průběh součinitele dotvarování v čase, stanovený pro různé stáří betonu v čase vnesení zatížení. Hodnoty byly spočítány podle ČSN EN 1992-1-1 ([5]); porovnání průběhu součinitele dotvarování podle různých norem je ***v kapitole 3.3.8.2***.



Obr. 2.12 Průběh součinitele dotvarování f v čase pro různé stáří betonu (t_0) v době vnesení zatížení (stanoveno pro beton C30/37 s cementem třídy *R*, *RH* = 70%, h_0 = 500 mm, výpočet podle ČSN EN 1992-1-1 ([5])

Kdy a zda se dotvarování betonu blíží konečné hodnotě, není ještě zcela jisté. Z hlediska projektanta ale tato skutečnost nemá velký význam, protože v rozsahu provozních napětí se nárůst dotvarování značně zpomaluje s rostoucí dobou zatížení. Po době trvání zatížení asi 70 let je nárůst dotvarování tak nízký, že se nezvýší o více než asi 5% během dalších 70 let. Je tedy oprávněné založit běžné technické výpočty na "konečném" součiniteli dotvarování. U konstrukčních betonů je tato konečná hodnota v rozmezí (obvykle) $1 < f_\infty < 5$, tzn. přetvoření od dotvarování může dosahovat až cca pětinásobku počátečního přetvoření.

Dotvarování betonu může ovlivnit chování betonových konstrukcí příznivým i nepříznivým způsobem. Jestliže je konstrukce vystavena trvalému zatížení, její deformace budou vlivem dotvarování narůstat (např. průhyb železobetonového prvku namáhaného ohybem). V prvku z předpjatého betonu dotvarování způsobuje (vlivem postupného zkracování prvku) snižování (ztrátu) předpínací síly. U železobetonových nebo spřažených ocelobetonových průřezů (s betonovou částí vystavenou tlaku) dotvarování způsobuje redistribuci namáhání z betonu do oceli.

Dotvarování betonu má naopak příznivý vliv na postupné snižování napětí způsobených vnesením deformací. Tato napětí mohou být významně redukována dotvarováním (relaxací) a nikdy nedosáhnou hodnoty, kterou bychom obdrželi analýzou, ve které by vliv dotvarování nebyl uvažován. Příkladem mohou být namáhání spojitých konstrukcí v důsledku nerovnoměrného poklesu podpěr.

2.1.6 Vývoj požadavků na beton v předpisech pro navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu

Vývoj požadavků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden v kapitole ***3.3.8***.

2.2 Injektážní malta

Injektážní malta slouží k vyplnění kabelových kanálků po napnutí a zakotvení předpínací výztuže. Malta musí vyplnit celý volný prostor kabelových kanálků a zajistit jak dostatečnou soudržnost mezi výztuží a betonem (kabelovým kanálkem), tak ochranu předpínací výztuže proti korozi. Musí tedy v zásadě vykazovat potřebnou zpracovatelnost, pevnost a odolnost proti změnám objemu.

Podle ČSN EN 447 Injektážní malta – základní požadavky [77] je hlavním účelem injektování kanálků:

- zajistit ochranu předpínací výztuže proti korozi,
- zajistit soudržnost předpínací výztuže s betonem,
- umožnit převedení únosnosti v tlaku v konstrukci ve směru příčném k vnitřním kabelům,
- vyplnit všechny dutiny, kde by se mohla shromáždit voda a způsobit poškození mrazem.

K výrobě injektážní malty se podle současných požadavků používá portlandský cement druhu CEM I podle ČSN EN 197-1 a voda splňující požadavky ČSN EN1008. Je možno použít přísady splňující požadavky ČSN EN 934-4 a ČSN EN 934-2, jako příměs je možno použít křemičité úlety splňující požadavky ČSN EN 13263, případně i další povolené příměsi. Injektážní malta nesmí obsahovat více než:

- chloridů (Cl) ≤ 0,10% hmotnosti cementu,
- síranů (SO_3^2) ≤ 0,45% hmotnosti cementu,
- sirníkových iontů (S^2) ≤ 0,01% hmotnosti cementu.

Smí se použít pouze takové injektážní médium, jehož vhodnost byla prokázána průkaznými zkouškami před zahájením injektování. Požadované zkoušky (podle ČSN EN 447) jsou následující:

- sítová zkouška,
- tekutost,
- odloučení vody,
- objemové změny,
- pevnost,
- doba tuhnutí,
- objemová hmotnost v tekutém stavu.

V minulosti se podle [115] injektážní malta rovněž vyráběla jako směs cementu, vody, kameniva a přísad, obvykle se však používala pouze cementová kaše z cementu a vody. Vyráběla se z cementu třídy nejméně 325, vodní součinitel byl v rozmezí 0,38 – 0,43. Za vhodnou příměs byla označena moučka z přírodního kameniva nebo písek frakce 0 – 1 mm, zejména pro injektování kanálků větších průřezů (nad D = 42 mm), aby se omezilo smrštění malty. Doporučovalo se množství 20 až 30 kg moučky, nebo 20 až 50 kg písku na 100 kg cementu. Přitom se neměla zvýšit dávka vody, potřebná k dosažení téže zpracovatelnosti jako u cementové kaše, o více než 0,3 kg na 1 kg moučky, nebo o 0,2 kg na 1 kg písku. Ve [115] se rovněž uvádí, že – zejména

v zahraničí – se pro omezení nabývání injektážní malty za mrazu přidával do injektážní malty líh (v poměru líh:voda = 1:8), resp. pro omezení sednutí malty se někdy používal hliníkový prášek (v množství 0,03% z hmotnosti cementu; hliník reaguje s volným vápnem v cementu a vzniká vodík, který zajistí nabývání malty). Protože však líh způsobuje pokles pevnosti malty, zvětšuje odlučování vody a oddaluje tuhnutí malty, a protože vodík může u předpínací výztuže vyvolat ***mezikrystalovou korozi***, nedoporučovalo se u nás toto řešení používat.

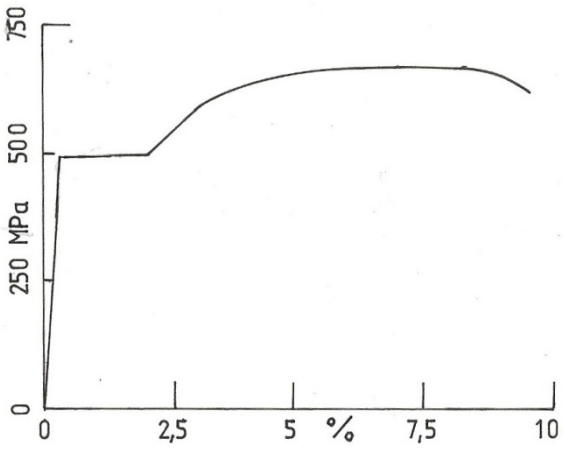
Vývoj požadavků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden ***v kapitole 3.3***.

2.3 Betonářská výztuž (s využitím podkladů od prof. Ing. Bohumíra Vovse, DrSc.)

Pro nosnou funkci se do nedávné doby převážně užívaly tyčové betonářské výztuže válcované za tepla z oceli 10 425 či 10 505 mikrolegované titanem či vanadem. Jejich vyznačená mez kluzu R_e, pevnost R_m a svařitelnost byly zaručovány výrobcem.

Betonářská výztuž 10 505 byla vyráběna dvěma různými způsoby –

- z legované oceli za tepla válcované ve stavu tepelně nezpracovaném (označení **10 505.0**),
- převážně byla dodávána z nelegované oceli za tepla válcované ve stavu tepelně zpracovaném řízeným ochlazováním (označení **10 505.9**),
- označení 10 505.0, resp. 10 505.9 bylo uváděno v hutním atestu dodané výztuže.



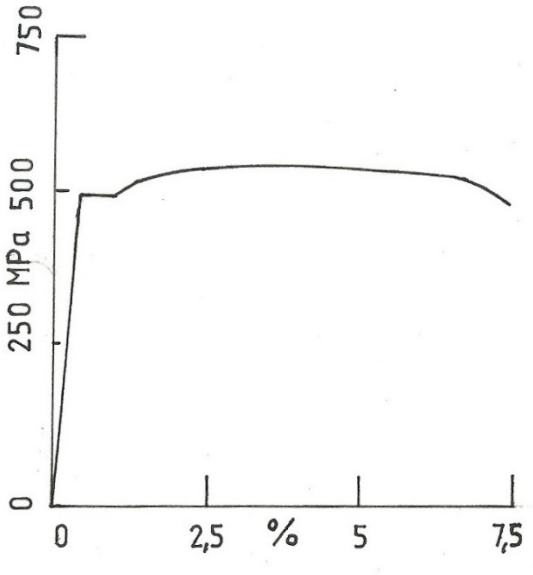
Obr. 2.13 Pracovní diagram oceli 10 505.0 za tepla válcované ve stavu tepelně nezpracovaném

Výše uvedené legované oceli 10 505, válcované ve stavu tepelně nezpracovaném, která nabývá vyšší vyznačené meze kluzu i pevnosti legující přísadou vanadu, přísluší označení **10 505.0**. Na jejím pracovním diagramu je na úrovni vyznačené nejmenší meze kluzu R_e = 490 MPa patrná prodleva, při které se ocel přetváří, aniž by bylo nutno zvyšovat napětí. Po překonání prodlevy roste napětí potřebné k dalšímu přetváření. Nejmenší pevnost R_m = 720 MPa má výrazný odstup od meze kluzu. Tažnost oceli A_{10} = 10% (***Obr. 2.13***).

Odstup mezi R_e a R_m a rozdíl poměrných přetvoření e jim příslušejících zabraňují, aby se ohýbaný běžně vyztužený průřez porušil přetržením výztuže při přetížení nad úroveň vypočtené meze únosnosti. Výztuž se totiž v oboru prodlevy přetváří natolik, že v taženém betonu vznikají široké trhliny a konstrukce se nadměrně prohýbá, aniž by došlo k jejímu křehkému porušení pro přetržení výztuže. Uživatel přetížené konstrukce může opustit dotčený prostor a vyklidit vybavení.

Podle zavedeného číselného označení betonářských ocelí vyjadřuje pátá číslice 5 ocel válcovanou za tepla se zaručenou svařitelností. To zřejmě platí i pro ocel 10 505.0.

Pro vyloučení legujících přísad byla zavedena výroba oceli **10 505.9**, tepelně zpracované řízeným ochlazováním z doválcovací teploty po vyválcování za tepla. Při tomto výrobním postupu se žhavá vyválcovaná ocelová tyč vycházející z válců ochlazuje v chladícím úseku vodou. Tak je ocel při povrchu tyče zakalena do hloubky rovné asi šestině průměru průřezu. Po východu z chladícího úseku je zakalená ocel popuštěna žhavým jádrem tyče. Vlastnosti oceli v průřezu tyče se mění se vzdáleností od povrchu. Řízeným ochlazováním nabývá ocel vyšší smluvní mez kluzu. Tento pracovní postup zavedly ocelárny pro snížení výrobních nákladů a vyloučení legujících přísad.



Obr. 2.14 Pracovní diagram oceli 10 505.9 za tepla válcované ve stavu řízeně ochlazovaném

Oceli 10 505.9 přísluší R_e = 500 MPa, pevnost R_m = 550 MPa, malá prodleva a poměrně krátký pracovní diagram (***Obr. 2.14***). Malý odstup mezi R_e a R_m může způsobit, že při náhodném přetížení betonové konstrukce je zatížení při nápadném rozvoji trhlin v betonu blízké zatížení na mezi únosnosti. Uživatel konstrukce proto není dostatečně varován před blížícím se křehkým zřícením konstrukce přetržením výztuže a nestačí opustit a vyklidit postižený prostor. Při tomto výrobním postupu je nutno požadovat, aby výrobce dodávané výztuže nevolil takové řízené ochlazování, při kterém by $R_{0,2}$ byla větší než 0,90 násobek R_m.

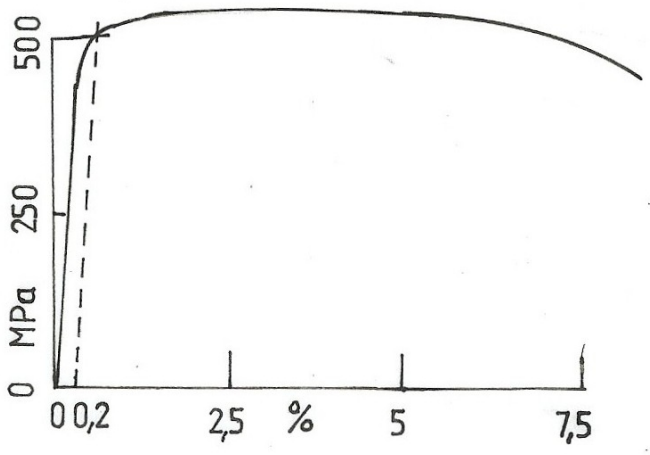
Pátá číslice 5, která dříve značila zaručenou svařitelnost, u této oceli neplatí. Toto označení může vést k nedorozumění mezi projektantem, zhotovitelem stavby a ocelárnou. **Výztuž řízeně ochlazovaná není zaručeně svařitelná.** Její svařitelnost je

nutno posuzovat podle výsledků zkoušek, protože při přestoupení teploty 500°C by se snížila mez kluzu, kterou ocel nabyla řízeným ochlazováním. S posuzováním svařitelnosti oceli 10 505.9 podle uhlíkového ekvivalentu a podle omezení obsahu některých chemických prvků v oceli ve smyslu ČSN EN 10 080 nebyly zřejmě dostatečné zkušenosti potřebné pro přijetí obecně platných postupů.

Pokud by se výztuže z oceli 10 505.9 používaly i nadále, bylo by nutno doplnit předpisy pro navrhování, provádění a kontrolu betonových konstrukcí i o ustanovení, zahrnující postupy jejího svařování. V projektové dokumentaci konstrukce a objednávce výztuže by bylo nutno uvádět označení oceli buď **10 505.0** nebo **10 505.9**, kterému by následně musel odpovídat i hutní atest dodané výztuže. Rovněž by bylo nutno, aby se výztuže 10 505.0 a 10 505.9 vzájemně odlišovaly úpravou žebírek (k tomu již nedošlo).

Kromě oceli 10 505.9 byla zaváděna i ocel **10 555.9**. Obě byly válcovány týmiž válci, což může vyvolat nedorozumění. Povrch, tj. tvar a rozdělení žebírek, by měl být u obou ocelí odlišen.

Svařované výztužné sítě **KARI** jsou vyráběny z drátů tažených za studena vykazujících $R_{0,2}$ = 500 MPa, R_m = 550 MPa a tažnost A_{10} = 8% (***Obr. 2.15***). Sítě se označují podle průměrů podélných a příčných drátů, roztečí drátů, rozměrů sítí a přesahů. Spojení drátů v síť zajišťují nenosné bodové odporové svary. Vlastnosti drátů tažených za studena se při ohřátí výrazně mění a sítě nemohou být stavební výrobou opatřovány nosnými svary.



Obr. 2.15 Pracovní diagram drátu taženého za studena

V současné době platí pro betonářskou výztuž norma ČSN EN 10080 (42 1039) “Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně“ ([86]) z roku 2005. Norma stanoví všeobecné požadavky a definice pro provozní charakteristiky svařitelné betonářské oceli používané pro výztuže betonových konstrukcí, dodávaných jako konečné výrobky ve tvaru:

- tyčí, svitků (válcovaného drátu, drátu taženého) a rozvinutých výrobků,
- továrně vyrobených strojově svařovaných sítí,
- příhradových nosníků.

Upřesnění konkrétních hodnot pro výztuže používané v České republice je v normě ČSN 42 0139 “Ocelová výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebříková a hladká“ ([82]) z roku 2011.

Oceli jsou podle ČSN 42 0139 označovány písmenem B, mezí kluzu v MPa (např. 500) a písmenem vyjadřujícím třídu tažnosti (duktility). V současné době se používá převážně ocel **B500B**, která svými vlastnostmi prakticky odpovídá oceli 10 505.9. Svařované výztužné síti KARI odpovídá označení B500A, příp. B550A; v současné době není v ČR vyráběna ocel třídy C (ocel B500C je vyráběna například v polské huti v Ostrowieci).

Do tří tříd tažnosti A, B a C jsou oceli jsou rozděleny podle poměru pevnosti R_{m} (resp. f_{t} podle ČSN EN 1992) a meze kluzu R_{e} (resp. f_{y}) či smluvní meze kluzu $R_{0,2}$ (resp. $f_{0,2}$) oceli a podle celkového prodloužení oceli A_{gt} v procentech při největší dosažené síle. Oceli s poměrem $\frac{R_m}{R_e} \geq 1{,}05$ a s $A_{\mathrm{gt}} \geq 2{,}5\%$ přísluší třída A, oceli s poměrem $\frac{R_m}{R_e} \geq 1{,}08$ a s $A_{\mathrm{gt}} \geq 5{,}0\%$ třída B a oceli s $\frac{R_m}{R_e} = 1{,}15 až 1{,}35$ a s $A_{\mathrm{gt}} \geq 7{,}5\%$ třída C.

Ocel válcovaná za tepla třídy C vykazuje vyšší tažnost, pevnost a výraznější prodlevu než ocel řízeně ochlazovaná třídy B. Prodleva u oceli třídy B může být natolik malá, že svádí při posuzování výsledku zkoušky tahem nesprávně ke stanovení smluvní meze kluzu místo vyznačené meze kluzu. U oceli třídy A nedochází k prodlevě a ocel se posuzuje podle smluvní meze kluzu 0,2.

ČSN 42 0139 uvádí kritérium posuzování svařitelnosti betonářské oceli; u svařitelných ocelí je omezeno množství některých prvků (C, S, P, N, Cu) a hodnota uhlíkového ekvivalentu, který se stanoví podle vztahu (na základě hmotnosti prvků v %):

C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15 .

Aby byla ocel svařitelná, musí být pro hotové výrobky $C_{\mathrm{eq}} \leq 0{,}52$ a pro tavby $C_{\mathrm{eq}} \leq 0{,}50$.

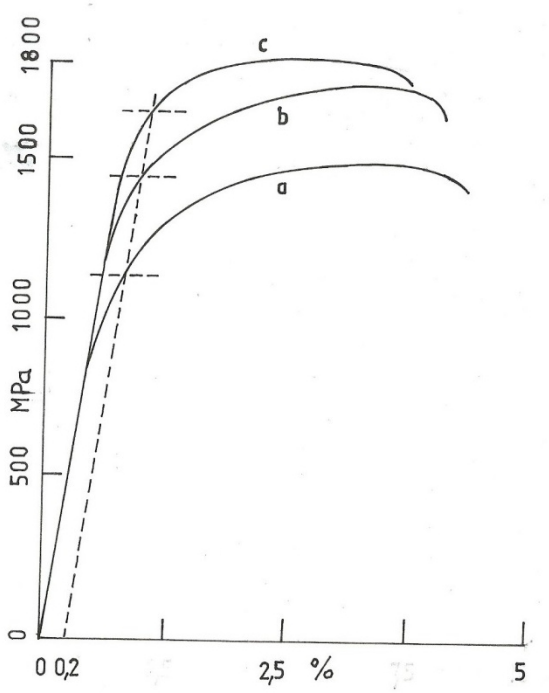
Toto kritérium svařitelnosti uvádějí technické podmínky pro svařování betonářské výztuže Ministerstva dopravy TP193 [111] s tím, že zhotovitel stavby je povinen u výrobce či dovozce zajistit ověření jakosti dodávané oceli. Pokud by ale byla prokázána svařitelnost pouze u první dodávky oceli, měl by zhotovitel stavby ověřovat svařitelnost u dalších dodávek sám.

Vývoj požadavků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden v kapitole ***3.3***.

2.4 Předpínací výztuž (s využitím podkladů od prof. Ing. Bohumíra Vovse, DrSc.)

Pro předpínací výztuž je převážně užíván patentovaný za studena tažený hladký drát z vysokouhlíkové oceli a lana z něj svinutá. Patentování je izotermické kalení, při kterém je drát ohřátý na teplotu 950°C ochlazen v olověné lázni na teplotu 500°C. Následně se drát zpracovává tažením za studena – silou se protahuje postupně se zmenšujícími průvlaky za teploty, která podstatně neovlivní takto získané mechanické

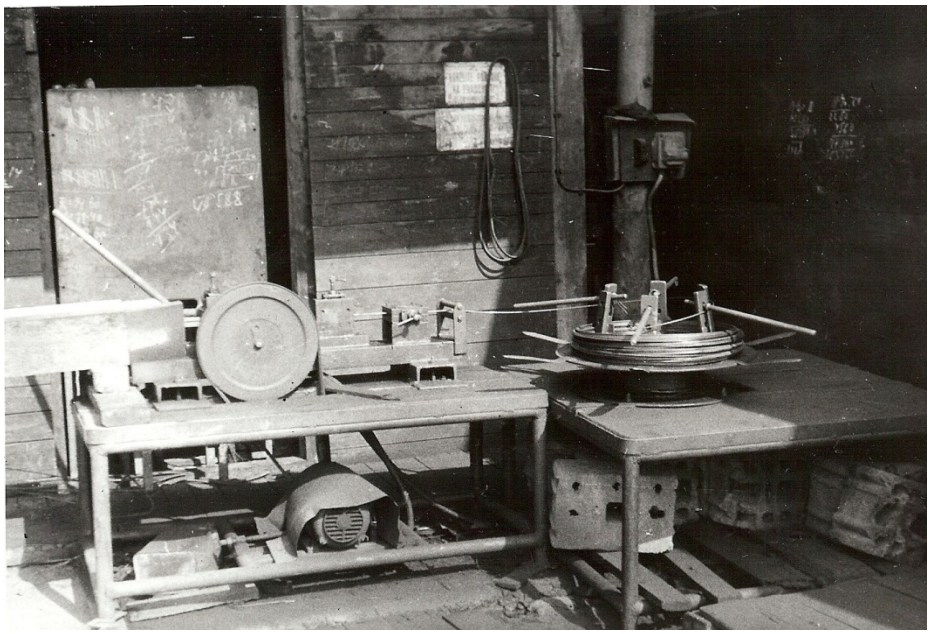
vlastnosti drátu (průměr kuželovitých otvorů v průvlacích je menší než průměr drátu). Po tažení za studena vykazuje patentovaný nepopouštěný drát $R_{0,2}$ = cca 0,7.R_m a relaxaci Ds = cca 12% (***Obr. 2.16***). Průměr patentovaného drátu je øP2 až P7. Dokud nebylo zavedeno popouštění drátu, bylo při provádění konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu nutno drát øP4,5 nebo øP7 dodávaný ve svitcích průměru 500 mm před sestavou kabelu vyrovnávat v rovnačce (***Obr. 2.17***) prohánění soustavou přítlačných kladek. Podle [115] byl drát ve svitcích malého průměru namáhán zakřivením na velké napětí – např. hodnotě protažení krajního vlákna drátu øP7 svinutého do svitku průměru 600 mm e = 3,5/300 = 11,69‰ odpovídá podle pracovního diagramu napětí 1280 MPa, které je dokonce vyšší než mezní napětí. Tím se zhoršovaly mechanické vlastnosti drátu, zejména mez průtažnosti a dotvarování. V krajním případě v nepříznivých podmínkách uložení by drát mohl být napaden již ve svitku **mezikrystalovou korozí**.



Obr. 2.16 Pracovní diagramy patentovaného drátu øP5 mm – a) nepopuštěného, b) popuštěného, c) stabilizovaného

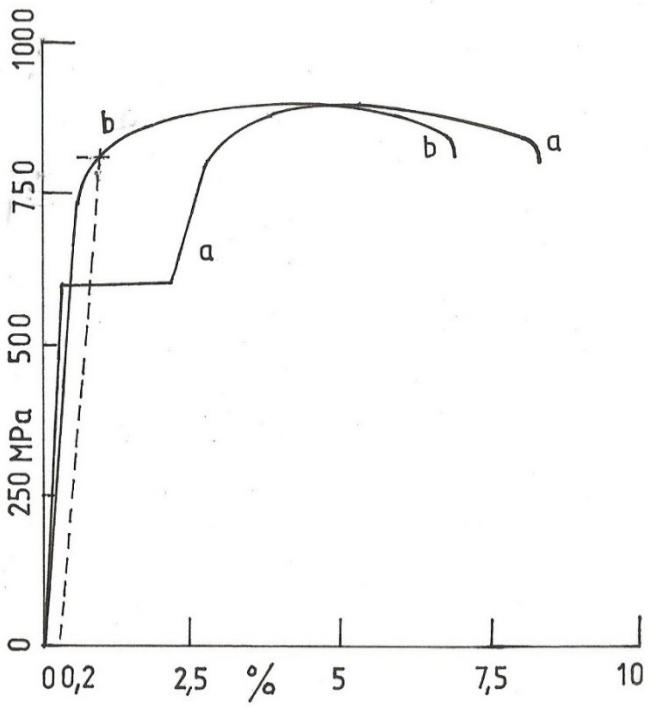
Hladké dráty jsou určeny pro výztuž, která není kotvena soudržností (dodatečně předpjatý beton). Pro konstrukce z předem předpjatého betonu byl pro zvětšení soudržnosti s betonem drát opatřován vtisky nebo byl splétán do dvojic či trojic. Spletené dráty byly svinuty ze dvou nebo tří drátů téhož průměru øP2 až øP3. Označovány jsou počtem drátů a průměrem výchozího drátu, např. øP3x2,5. Svinutí sedmi drátů v lano umožnilo zmenšit počet výztužných vložek v konstrukci. Lano øL12,5 je svinuto ze šesti drátů øP4,0 ovíjejících drát øP4,5. Obdobně sestava lana øL15,5 je 6øP5,0 + 1øP5,5. Lana jsou označována svým průměrem. Pro zvýšení $R_{0,2}$ a zmenšení relaxace jsou dráty či lana popouštěny nebo stabilizovány. Popouštěním, tj. ohřátím na teplotu 360°C, získají popouštěné patentované dráty či lana $R_{0,2}$ = cca 0,85.R_m a Ds = cca 7%. Do označení popouštěné výztuže se vkládá písmeno *p*. Popouštěné dráty či lana jsou dodávány ve svitcích průměru většího než 1200 mm a není nutno je rovnat. Jejich přímost se posuzuje podle odchylky od přímky (např.

odchylky 20 mm na délce 1 m). Stabilizací, tj. popouštěním za současného prodloužení o 1%, dosáhnou stabilizované patentované dráty či lana $R_{0,2}$ = cca 0,9.R_m a Ds = cca 4%. Do označení stabilizované výztuže se vkládá písmeno *s*. Patentované, popouštěné a stabilizované dráty a lana vykazují houževnatost a odolnost proti příčným tlakům a vrubům v samotných kotvách. Mezikrystalová koroze u nich nebyla zjištěna.

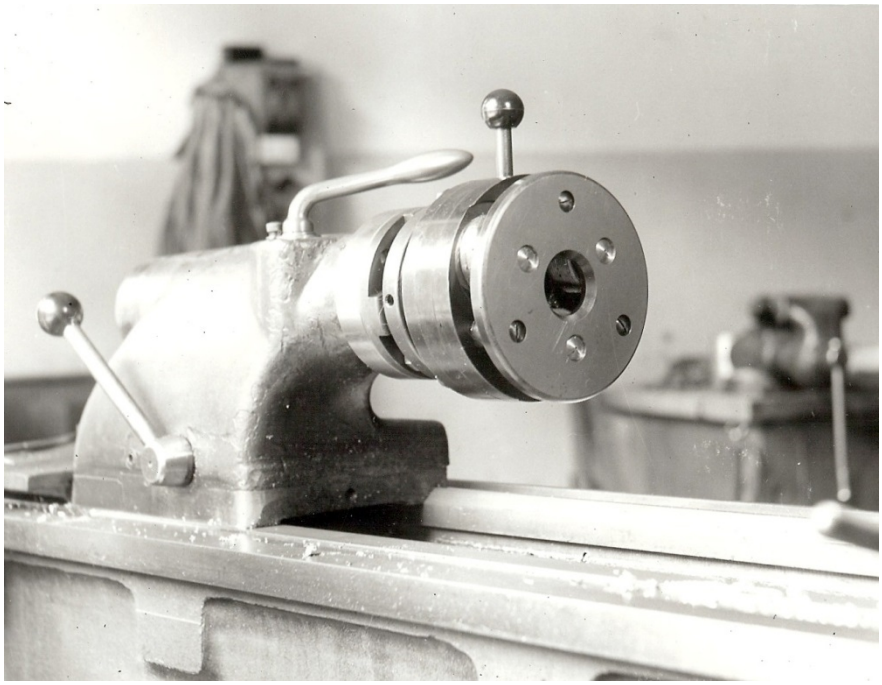


Obr. 2.17 Rovnačka patentovaného drátu doplněná nůžkami na jeho stříhání

Pro předpínací výztuž byla rovněž vyvinuta za tepla válcovaná tyčová ocel 10 607, u které byly vysoké mechanické vlastnosti při dostatečné houževnatosti zajištěny legujícími přísadami (manganem a vanadem) – tzv. "slitinová ocel". Vykazovala R_e = 600 MPa, R_m = 900 MPa a tažnost d_5 = 8%. Ve stavební výrobě byla po tváření oceli za studena získána $R_{0,2}$ = 810 MPa (***Obr. 2.18***). Při zavádění předpětí byla ocel napínána na napětí s = 720 MPa, relaxace byla Ds = 5%. Pro dutinové stropní panely z předem předpjatého betonu byly dodávány žebírkové pruty do průměru 14 mm. Průchodem elektrického proudu byly pruty ohřáty a v prodlouženém stavu byly ukotveny k rozpěře. Pro dodatečně předpjatý beton byly dodávány hladké tyče do průměru 32 mm. Tyče byly kotveny na matici a šroub. Závit M33 se stoupáním 2 mm byl na tyči øY32 válcován za studena závitovou válcovací hlavou (***Obr. 2.19***). Hlava byla upnuta do koníku soustruhu místo pinoly a vřeteno stroje otáčelo tyčí. Tyče osazené v kabelových kanálcích byly napínány hydraulickým válcem a kotveny maticemi. Žebírkové pruty z oceli 10 607 se široce uplatnily u hromadně vyráběných stropních panelů. To umožnilo hutím ze stejných taveb vyrábět i hladké tyče pro dodatečně předpjatý beton užívané ojediněle u mostů na příčnou výztuž. Po zaměření výroby stropních panelů na předpínací výztuž z patentovaných drátů upustily hutě pro nedostatečný odbyt od taveb oceli 10 607 a tyčová přepínací výztuž se nadále dovážela ze zahraničí. Tyče ze slitinové oceli mnohem lépe odolávají povrchové korozi než patentovaný drát a jejich průřez je mohutnější. Podle [115] u nich nebyla zjištěna mezikrystalová koroze.



Obr. 2.18 Pracovní diagramy oceli 10 607 – a) za tepla válcované, b) tvářené za studena



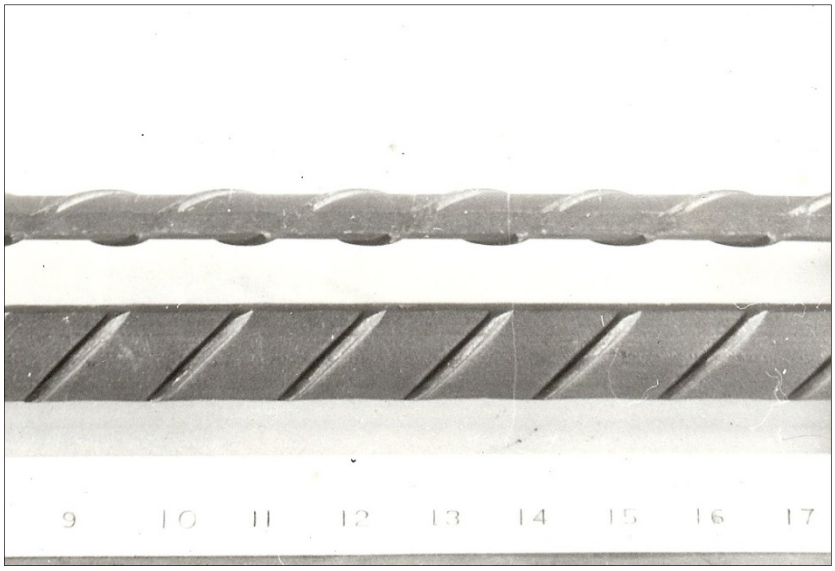
Obr. 2.19 Závitová válcovací hlava

Podle [115] svinutí zmenšuje pevnost spletených drátů a lan až o 5% a zlaněných drátů až o 15%. Zlaněné dráty øP2 x (2 x 2) nebo øP3 x (2 x 2) se svinuly protisměrně ze dvou nebo tří spletených drátů øP2 x 2.

Někteří zahraniční výrobci upustili od patentovaného drátu a pro snížení výrobních nákladů zavedli řízené ochlazování válcovaného drátu z dováleovací teploty. Tento drát se po tažení za studena podrobuje i popouštění či stabilizaci. Řízeně ochlazovaný

drát vykazuje uspokojující $R_{0,2}$ a R_m, ale je nedostatečně houževnatý, pročež je v samosvorných kotvách vlivem příčného tlaku a vrubů porušován. Tento drát značený ŘOVD byl v osmdesátých letech minulého století u nás ojediněle použit. Existují názory, že některá lana dovážená i později ze zahraničí jsou vyráběna z řízeně ochlazovaného drátu.

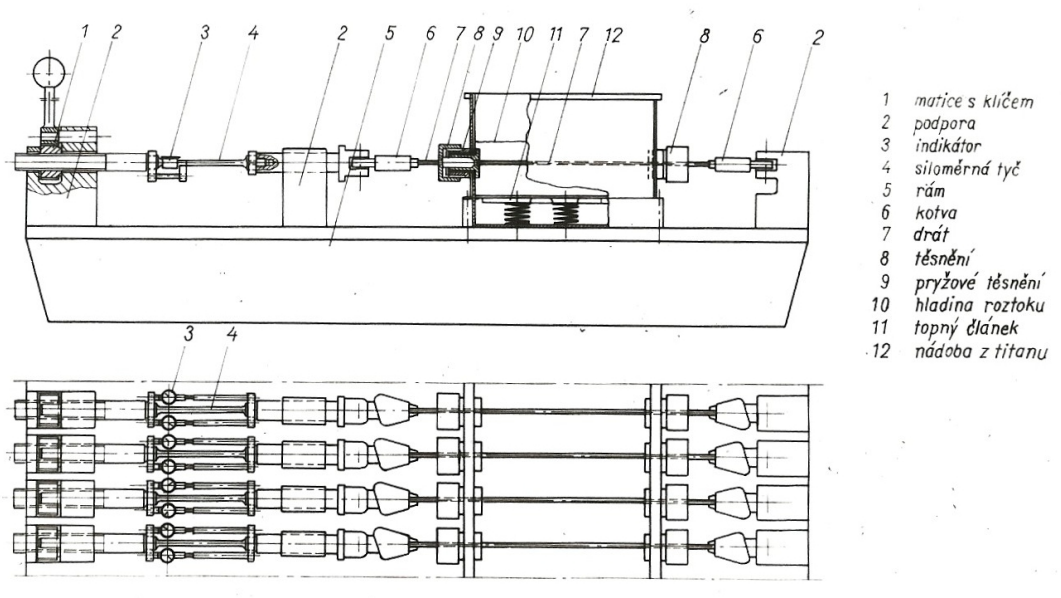
V bývalé NDR byly vyráběny pruty ze zušlechtěné oceli St 140/160 oválného průřezu se šikmými žebírky (***Obr. 2.20***). Plocha průřezu prutu nepřesáhla 50 mm^2. Výchozím materiálem byla za tepla válcovaná ocel St 60/90. Po zahřátí na teplotu 860°C byla ocel zakalena v olejové lázni při teplotě 20°C, načež byla popuštěna při teplotě 420°C. Takovým zušlechtěním získala ocel $R_{0,2}$ = 1400 MPa a R_m = 1600 MPa. Byla to nejlevnější výztuž. Údajně byl patentovaný drát o 70% dražší než zušlechtěná ocel. Tato ocel je velmi náchylná k mezikrystalové korozi, která byla příčinou zřícení řady obytných, průmyslových a mostních staveb. Nákladná opatření pro omezení nebezpečí vzniku mezikrystalové koroze zkreslují cenovou výhodnost zušlechtěné oceli, takže se přestala pro předpínací výztuž používat. V ČR se zušlechtěná výztuž nevyráběla ani neužívala.



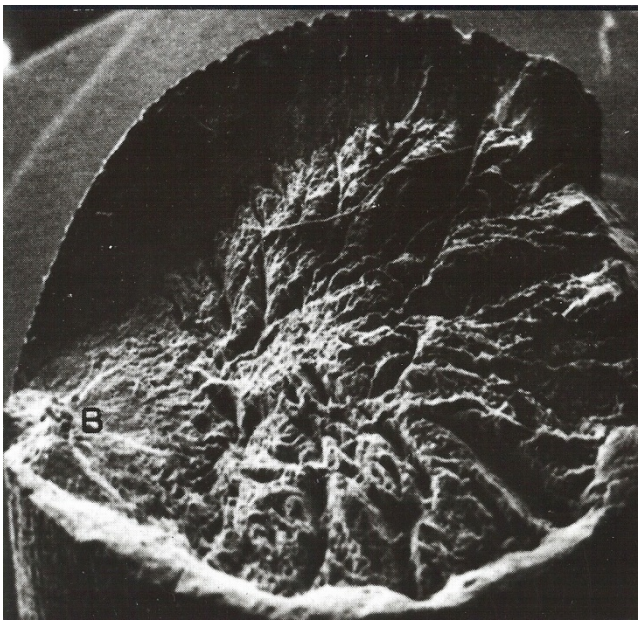
Obr. 2.20 Prut oceli St 140/160

Odolnost proti mezikrystalové korozi se určovala na napnutých vložkách výztuže uložených v ohřátém roztoku sulfokyanidu amonného (***Obr. 2.21***) podle doby trvání zkoušky do porušení vložky (***Obr. 2.22***). Obdobným způsobem se zkouška provádí i podle ČSN EN ISO 15630-3 ([85]).

V agresivním prostředí je možno použít kovovou výztuž povlakovanou, která je opatřená ochrannou epoxidovou nebo kovovou vrstvou. Kovový povlak se nesmí porušit ani místně (např. v kotvení), jinak vznikne po zabetonování galvanický článek, který může být příčinou mezikrystalové koroze a náhlého porušení výztuže. Další možnou úpravou přepínací výztuže jsou tzv. Monostrandy, tj. jednotlivá předpínací lana umístěná v samostatné polyetylénové trubce, vyplněné tukem nebo voskem. Monostrandy se v mostním stavitelství používají nejčastěji ve volných kabelech nebo v mostních závěsech.



Obr. 2.21 Zařízení na zjišťování odolnosti proti mezikrystalové korozi



Obr. 2.22 Průřez drátu porušeného mezikrystalovou korozí

V současné době se pro předpínací výztuž připravuje norma EN 10 138, zatím však nebyla vydána.

Vývoj požadavků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden v ***kapitole 3.3***.

2.5 Kotvení předpínací výztuže

Po napnutí předpínací výztuže je nutno předpínací výztuž zakotvit. Kotvení výztuže může být provedeno:

- kotvou - použití u dodatečně předpjatých konstrukcí (viz ***kap. 2.5.2***) a také v čele výrobního zařízení pro předem předpjaté konstrukce,
- smyčkou (dodatečně předpjaté konstrukce, ***kap. 2.5.2***),
- soudržností s betonem (předem předpjaté konstrukce, viz ***kap. 2.5.1***).

2.5.1 Kotvení předpínací výztuže soudržností – předem předpjatý beton (zpracováno s využitím [115])

Princip výroby konstrukcí z předem předpjatého betonu je popsán v ***kapitole 3.1***. Po uvolnění předpínací výztuže z kotev v čele výrobního zařízení má napnutá předpínací výztuž snahu se zkrátit a tím vnese předpínací sílu do konstrukce, která zkrácení výztuže klade odpor. Protože v čele vlastní konstrukce není žádná kotva pro zachycení a přenesení předpínací síly, přenáší se síla z výztuže do konstrukce pouze soudržností mezi ocelí a betonem.

V souvislosti s přenesením předpínací síly do betonu rozlišuje norma ČSN EN 1992-1-1 ([5]) tři pojmy:

- přenášecí délka l_{pt}, v níž se předpínací síla (P_0) plně přenese do betonu,
- roznášecí délka l_{disp}, v níž se napětí v betonu postupně roznáší do lineárního průběhu po průřezu konstrukce,
- kotevní délka l_{bpd}, v níž se do betonu plně přenese síla F_{pd} v mezním stavu únosnosti.

Na kotvení předpínací výztuže soudržností má vliv řada činitelů – především vlastnosti betonu, stáří konstrukce, vlastnosti výztuže, způsob zavádění předpětí a zatížení. U vhodně složeného, hutného a řádně ošetřeného betonu se při zvětšování krychelné pevnosti zlepšuje i soudržnost. Závislost však není zcela úměrná a poměrný přírůstek soudržnosti bývá menší než přírůstek krychelné pevnosti.

Za podstatu kotvení předpínací výztuže soudržností se považuje souhrnný účinek řady složek odporujících posouvání předpínací výztuže v betonu. Obvykle se za tyto složky považují:

a) přilnavost betonu k výztuži, připisovaná smykové pevnosti jemných částic betonu, uložených v nepatrných nerovnostech povrchu výztuže, které nebyly vytvořeny záměrně, nýbrž které vyplývají z technologického postupu při výrobě výztuže,
b) srůst betonu a výztuže, způsobený chemickou přeměnou oceli na styku s betonem a prorůstáním krystalů cementu do krystalů oceli na povrchu výztuže,
c) zdrsnění povrchu výztuže během posouvání v betonu, způsobené částicemi betonu, jež se z betonu uvolňují a mezi výztuží a betonem zakliňují,
d) tření mezi výztuží a betonem způsobené radiálním tlakem smršťujícího se betonu na výztuž,
e) tření mezi výztuží a betonem vyvolané rozšířením předpínací výztuže následkem poklesu napětí v úseku kotevní délky,
f) tření mezi výztuží a betonem způsobené příčným normálovým napětím působícím na styku betonu a výztuže a vyvozeným příčnými silami, např. příčnými tlaky v kotevní oblasti a v podpěrách,

g) mechanické zavázání výztuže upraveného povrchu (např. u výztuže s vtisky) s betonem, dané tím, že se výztuž opírá nerovnostmi povrchu o beton a že beton vzdoruje usmyknutí v obalové ploše výztuže,
h) opření nerovné či záměrně ohnuté výztuže o beton (například u betonářské výztuže opatřené koncovými háky),
i) snaha napjaté nerovné výztuže nabýt původního tvaru, způsobující příčné tlaky, a tím tření na styku výztuže a betonu.

Přilnavost a srůst se projevují nejvýrazněji u výztuží, jejichž povrch byl vytvořen válcováním za tepla (méně u výztuží tažených za studena). Pro kotvení předpínací výztuže soudržností má obvykle největší význam mechanické zavázání výztuže s upraveným povrchem (např. s vtisky) a snaha napjaté nerovné výztuže nabýt původního tvaru (spletené dráty a lana).

Pokud nedojde k posunu výztuže v betonu, je soudržnost hladké výztuže dána především přilnavostí, srůstem a třením. Po prvním posunutí nepůsobí přilnavost a dočasně ani srůst. Soudržnost hladké výztuže je nadále oslabena, protože působí pouze tření. U výztuže s upraveným povrchem (nebo výztuže nerovné) se však po prvním posunutí výrazně uplatňuje mechanické zavázání – i když se beton v obalové ploše zcela usmykne, odporují zaklíněné částice betonu dalšímu posouvání. Vyloučení přilnavosti a srůstu zde nemá téměř žádný vliv na soudržnost.

2.5.2 Kotvení předpínací výztuže v dodatečně předpjatém betonu
(s využitím [91], [115], [88] až [93] a firemních podkladů)

Pro kotvení předpínací výztuže v dodatečně předpjatém betonu se používají tzv. předpínací systémy (systémy dodatečného předpínání) kterými se rozumí ucelený komplex výrobků, zařízení, technologických postupů, údajů a opatření zajišťující spolehlivé dodatečné předepnutí konstrukce.

Konstrukční prvky systému dodatečného předpínání jsou:

- předpínací výztuž,
- kotvení,
- spojky,
- kabelové kanálky nebo ochranné obaly předpínací vložky,
- výplňový materiál uvnitř kotvení, kabelových kanálků a ochranných obalů (např. cementová injektážní malta, mazivo, vosk),
- trubky nebo speciální prvky pro vytvoření deviátoru pro vnější předpínací výztuž,
- výztuž proti štěpným silám,
- speciální příslušenství umožňující montáž, napínání, injektování kabelových kanálků, uvolňování napětí a výměnu předpínací sestavy (odvzdušňovací a odvodňovací otvory kabelových kanálků, zabudované hadice pro injektáž, odvodnění a odvzdušnění, specifické podpěry předpínací výztuže, provizorní nebo trvalé ochranné kryty kotvení a spojek, spojky pro spojování délek/sekcí kabelových kanálků nebo kabelových kanálků ke kotvení atd.).

Předpínací výztuž je obvykle kovová (ocelová), výjimečně může být nekovová (vyrobená obvykle na bázi uhlíkových nebo skleněných vláken a určená pro silně

agresivní prostředí). Podrobnosti o kovových materiálech používaných pro předpínací výztuž jsou uvedeny v ***kapitole 2.4***.

Pro předpětí konstrukcí je možno použít:

- dráty a spletené dráty,
- lana,
- kabely z drátů,
- kabely z lan,
- předpínací tyče,
- lamely vyrobené na bázi uhlíkových vláken (CFRP) apod.

Z hlediska použití předpínací výztuže v mostních konstrukcích můžeme rozeznávat následující nejčastější případy (existují i jiné možnosti použití předpínací výztuže, pro železniční mosty se však prakticky nepoužívají):

- vnitřní předpínací výztuž se soudržností – buď předem napínaná výztuž obalená přímo betonem, nebo dodatečně napínaná výztuž vedená uvnitř betonového průřezu v kanálcích vyplněných cementovou maltou,
- vnitřní předpínací výztuž bez soudržnosti - umístěná uvnitř betonového průřezu v kanálcích vyplněných mazivem nebo voskem (např. Monostrandy),
- vnější předpínací výztuž bez soudržnosti (“volné kabely“) – vedená mimo betonový průřez, například v dutině komorového nosníku.

Z hlediska možnosti vnesení předpínací síly se kotvení dělí na:

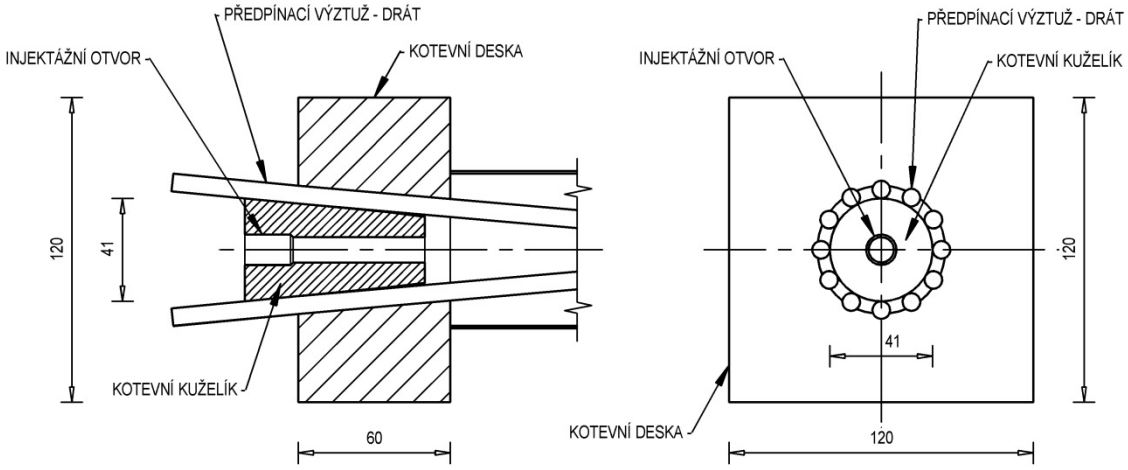
- kotvení pro napínání (aktivní),
- kotvení pevné (pasivní).

Během vývoje konstrukcí z předpjatého betonu byla vyvinuta a používána řada způsobů kotvení předpínací výztuže. V mostním stavitelství se u nás pro aktivní kotvení kabelů z drátů i kabelů z lan používají (a i v minulosti se používaly) především samosvorné kotvy, kde se předpínací síla z výztuže vnáší do kotvy pomocí tření mezi předpínací výztuží, kuželovitým otvorem v kotevní objímce a kotevním kuželíkem. Tření se zvyšuje příčným vroubkováním styčných ploch (pro kotvení drátů se používají hladké plochy otvoru v kotevní objímce a vroubkovaný povrch kotevních kuželíků).

Podle [115] je obecně pevnost (resp. únosnost) předpínací výztuže v kotvení nižší než mimo kotvu. Toto snížení únosnosti předpínací vložky je způsobeno úpravou výztuže v kotevní (např. vyříznutím závitů na konci předpínacích tyčí; vyválcování závitů je možno provést i bez snížení únosnosti výztuže), přídavným namáháním tažené výztuže v kotvení (např. vlivem zakřivení, lomení, nebo sevření), vlivy povrchu částí kotvení, se kterými je výztuž v kontaktu (např. vrypy na styku s vroubkováním zakaleného kuželíku).

Kabely z drátů se u nás v mostním stavitelství používaly především v minulosti. Pro jejich kotvení byly vyvinuty kotvy, určené pro kabely tvořené 13øP4,5; 20øP4,5 a 12øP7 (podle [88] a [89]), existovala i kotva pro 24øP7 (podle [115]). Kotva je samosvorná - jednotlivé dráty kabelu jsou rozmístěny po obvodu kónického otvoru v kotevní desce a zajištěny (přitlačeny k vnitřnímu povrchu kónického otvoru) kotevním

kuželíkem s vroubkovaným povrchem a s injektážním otvorem v ose kuželíku - schéma kotvy pro kabel z 12øP7 je na ***Obr. 2.23***. Kotva pro kotvení jednoho kabelu se skládá ze čtvercové nebo obdélníkové kotevní desky s jedním kuželovým otvorem a z kotevního kuželíku; v případě sdružené kotvy se kotvilo několik kabelů v jedné kotevní desce, ve které pak bylo několik kotevních otvorů vedle sebe. Podle [115] nebylo u kotev kabelů z drátů nutno počítat s výše uvedeným snížením pevnosti předpínací výztuže vlivem jejího zakřivení nebo zalomení.



Obr. 2.23 Kotva pro kabel z 12øP7

Podle [115] byly desky kotev vyráběny z oceli 11 600 a kuželíky z chromové oceli 14 100 nebo z ušlechtilé uhlíkové oceli 12 060. Nesměly se řezat plamenem (nebo zahřívat jiným podobným způsobem), aby se nezměnily vlastnosti oceli a nedošlo v ní k vnitřnímu pnutí. Kotevní deska se při výrobě dále tepelně nezpracovávala a jejich povrch nebyl obvykle upravován ani chráněn proti korozi. Kuželíky se kalily tak, aby vroubky měly tvrdost podle Rockwella H_{RC} = 58 (této tvrdosti bylo možno dosáhnout u oceli 12 060 tak, že byla ve vodě ochlazena z teploty 830°C a následně popuštěna při teplotě 180°C).

Obr. 2.24 Kotva pro kabel z drátů

Popsané kotvy byly upraveny oproti kotvám, které byly navrhovány podle dříve platné ÚN 74 2870 z roku 1961 ([88]). Podle [115] byly odchylky dány zkušenostmi s používáním kotev a novými poznatky. Při napínání kabelů z 20øP4,5 a z 12øP7 se v několika případech zjistilo, že se napjatý kabel i s kuželíkem zatáhl do otvoru v desce a že se dráty kabelu značně zatlačily do kuželíku a do desky. Příčinou byla menší tvrdost povrchu kuželíku a velké napětí na styku drátů a desky. Při kotvení kabelů docházelo k porušování drátů kabelu v místě, v němž vystupovaly z kotevní desky. V místě porušení byly patrné na jedné straně vruby od vroubkování kuželíku a na druhé straně otlačení od desky. Dráty se přetrhly následkem vrubů a ohybu při výstupu z kuželovitého otvoru desky do kabelového kanálku, v němž dráty kabelu náhle mění směr.

Obr. 2.25 Kabel z 20øP4,5 vyjmutý ze zrušené konstrukce (kabelový kanálek, patentované dráty, injektážní malta); viditelná koroze je zřejmě do značné míry způsobena tím, že kabel byl po vyjmutí z konstrukce asi 2 týdny vystaven vnějšímu prostředí

Proto byla zvýšena tvrdost kuželíku, pro výrobu kuželíku byla předepsána ocel vhodná ke kalení a byla zvětšena tloušťka desky a délka kuželíku. Aby se omezil výskyt vrubů, byl upraven povrch kuželíku tak, že jeho vroubkování po délce postupně vymizelo. Další úprava se týkala injektování – u starších typů kotev se injektážní malta vháněla do kanálku mezerami mezi dráty kabelu, u novějších typů kotev byl doplněn injektážní otvor v ose kuželíku.

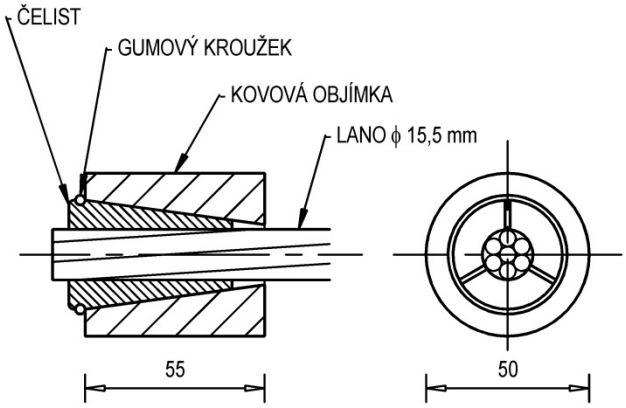
Podle dřívější ÚN 74 2870 (“J. Horel“, [88]) byly také vyráběny kotvy pro kabely ze 7øP4,5 a z 9øP4,5. Kotvy byly řešeny obdobně, ale do kuželových otvorů v kotevní desce byly za studena vylisovány podélné drážky, tvořící lůžka pro jednotlivé kotvené dráty. Účelem lůžek bylo zpevnění materiálu tvářením za studena a tím zmenšení pokluzů kabelu v kotvě - pokluz u tohoto typu kotev dosahoval v praxi max. 1,6 mm a kotvy byly určeny pro kotvení kabelů v krátkých konstrukcích.

Pro kotvení kabelů z 24øP7 byla určena samosvorná kotva typu MK 150 (J. Horel). Kotva byla rovněž založena na obdobném principu a skládala se z válcové objímky s kuželovým otvorem, z kuželíku a ze čtvercové podkladní desky. V závitových

drážkách otvoru v objímce byla vložena kuželovitá šroubovice z drátu øP4,5. Kuželík byl po celé výšce vroubkován a kalen.

Pro spojování kabelů z drátů byly vyvinuty spojky (např. podle ON-ISGR-4, B. Slánský, nebo podle SSŽ, H. Hlasivec). Spojky byly založeny na principu dvou zrcadlově otočených a vzájemně propojených kotev.

Na nenapínané straně bylo možno kabely z drátů kotvit také smyčkou.
Pro aktivní kotvení **kabelů z lan** se rovněž používají samosvorné kotvy, na rozdíl od kotvení drátů ale každé lano prochází vlastním kuželovitým otvorem v kotevní objímce a je sevřeno kotevním kuželíkem rozděleným podélně na (obvykle) tři části tak, aby vnitřní otvor v ose kuželíku mohl být těsně dotlačen na povrch lana. Na ***Obr. 2.26*** je znázorněna jednolanová kotva podle ON 74 2874: 1978 Oceĺové kotvy a spojky na kotvenie a nadpájanie káblov z lán øLp 15,5 konštrukcií z predpätého betónu ([92]).



Obr. 2.26 Jednoduchá kotva pro jedno lano øLp 15,5 (podle ON 74 2874: 1978 [92])

Kotvy pro kabely z lan podle výše uvedené normy [92] se dělily podle počtu lan v kabelu na:

a) jednoduché – pro kotvení jednoho lana nebo dvojpramencového lana s označením kotveného kabelu øLp 15,5 (***Obr. 2.26***), resp. øLp 2 x 15,5 (***Obr. 2.27***),
b) sdružené – pro kotvení kabelů složených z většího počtu lan. Sdružené kotvy se dělily na:

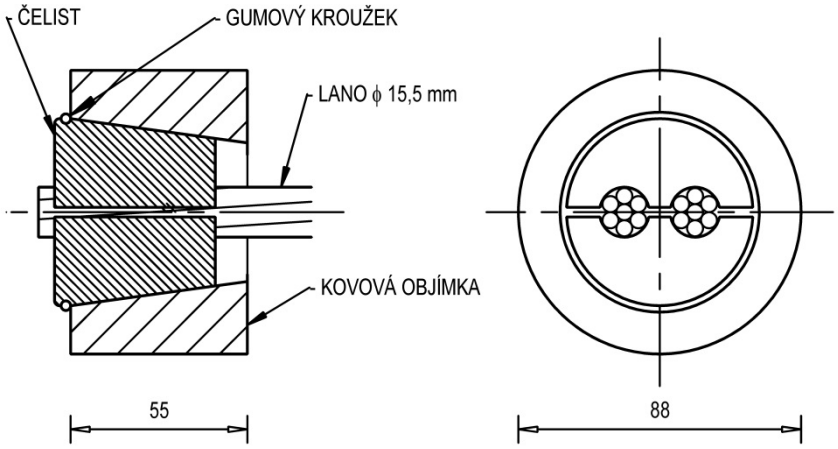
   - **ü** kotvy pro kotvení kabelů složených z 3 a více jednotlivě kotvených lan s označením kotveného kabelu např. 12 øLp 15,5, tj. kabelu sestávajícího z 12 lan kotvených jednotlivě,
   - **ü** kotvy pro kotvení kabelů složených z 3 a více dvojpramencových lan, tj. lan kotvených po dvojicích s označením kotveného kabelu například 4 x 2 øLp 15,5, tj. kabelu skládajícího se z 8 lan kotvených ve 4 dvojicích.

Podle konstrukce se sdružené kotvy dále dělily na:

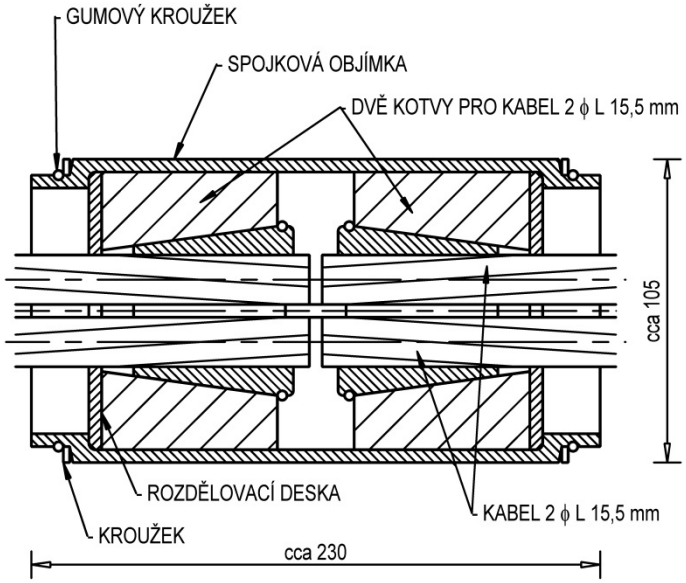
a) kotvy se souosým zakotvením lan v objímce kotvy,
b) kotvy se šikmým zakotvením lan v objímce kotvy.

Předmětem uvedené normy [92] byly rovněž spojky, které slouží pro spojení dvou přepínacích vložek tak, že vytvářejí jednu spojitou přepínací vložku. Během výstavby – před betonáží a předepnutím navazující části konstrukce - spojka dočasně plní funkci kotvy pro první část kabelu. Norma [92] podle typu spojkovaného kabelu a podle konstrukce rozdělovala spojky takto:

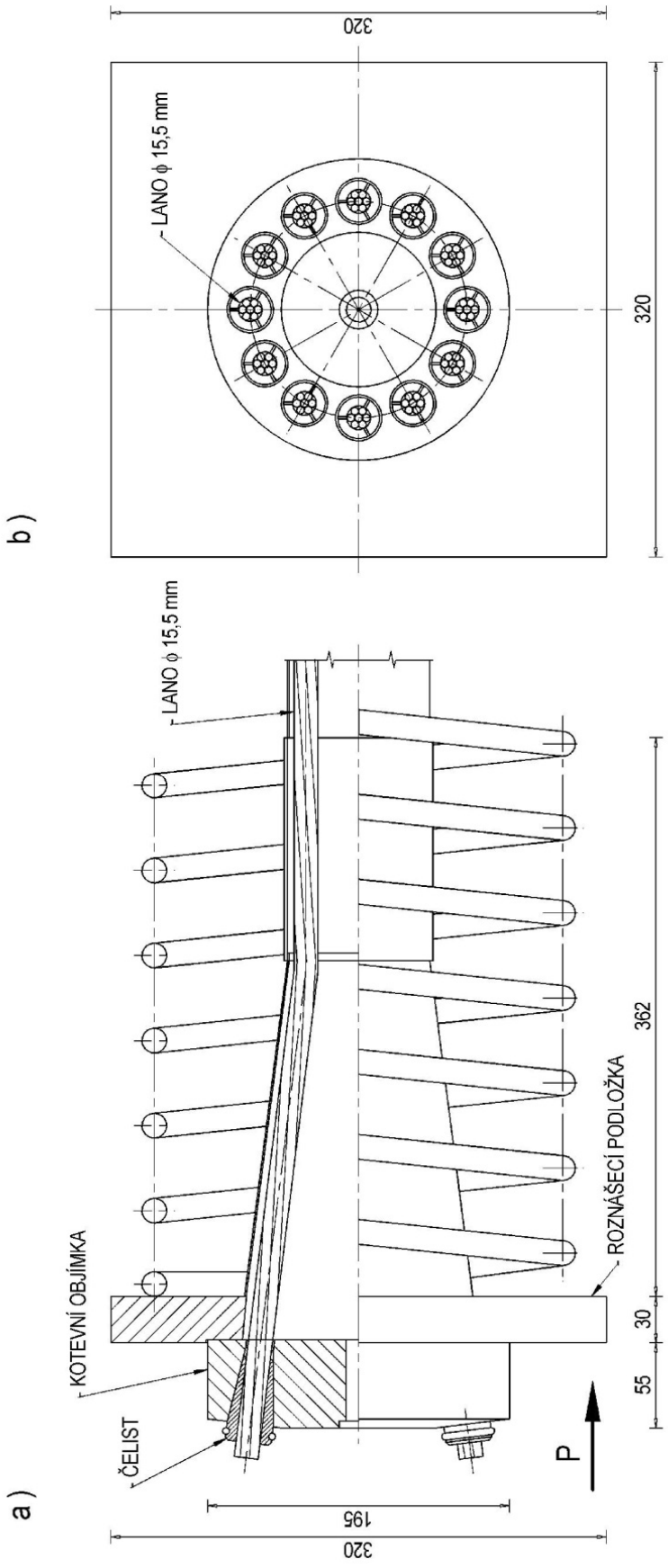
a) jednoduché pro napojení kabelu skládajícího se z jednoho lana nebo dvojpramencového lana s označením kabelu øLp 15,5, resp. øLp 2 x 15,5,
b) sdružené pro napojení kabelů složených ze 3 a více dvojpramencových lan s označením kabelu např. 4 x 2 øLp 15,5,
c) složené pro napojování všech uvedených typů kabelů; spojku tvořily dvě kotvy spojené souose spojkovou objímkou nebo jiným vyhovujícím způsobem (***Obr. 2.28***).



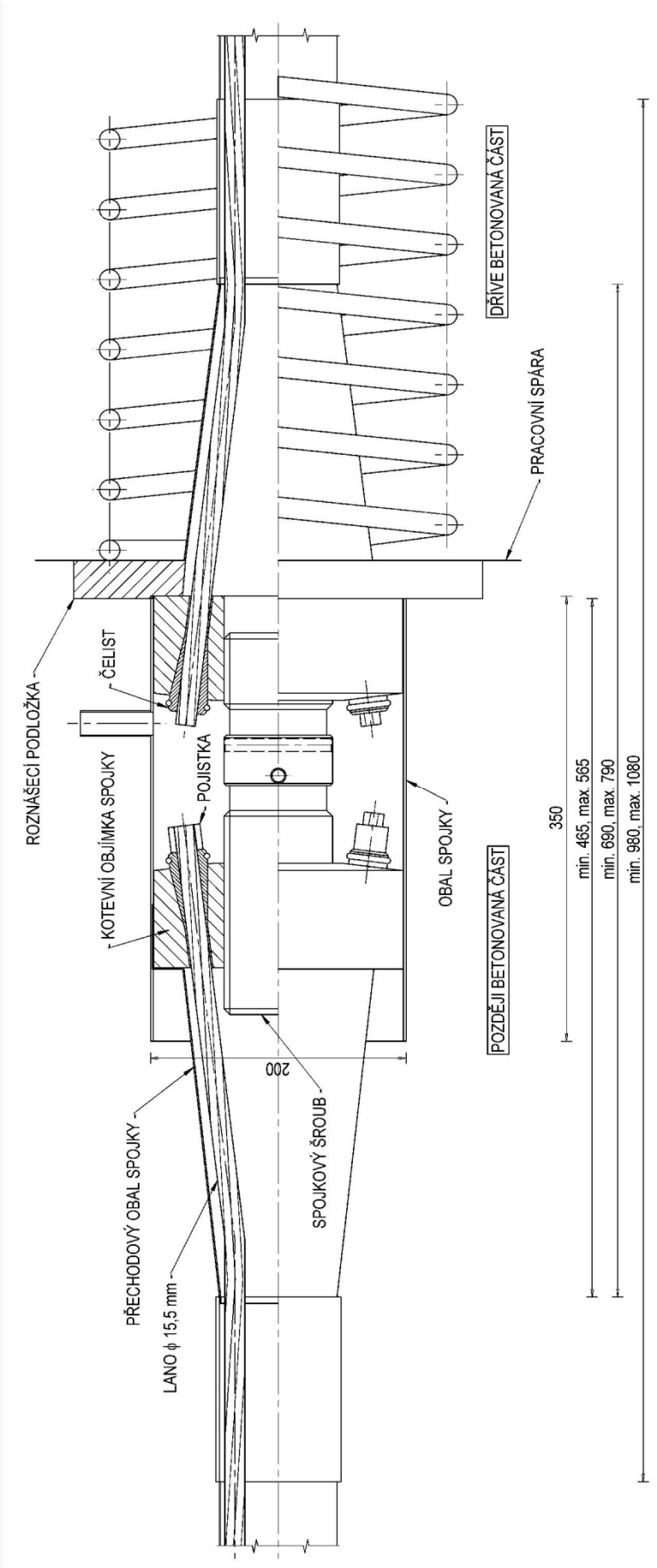
Obr. 2.27 Jednoduchá kotva pro dvojpramencové lano øLp 2x15,5 (podle ON 74 2874: 1978 [92])



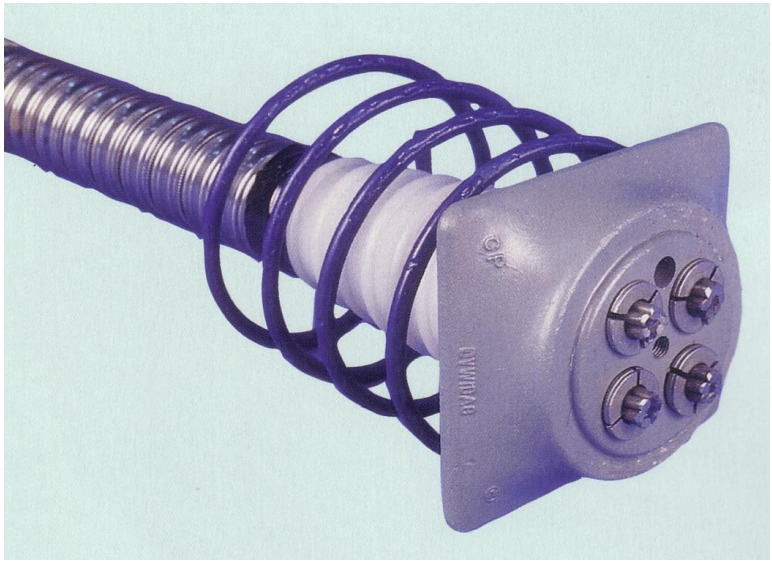
Obr. 2.28 Složená spojka pro napojení kabelu øLp 2x15,5 (podle ON 74 2874: 1978 [92])



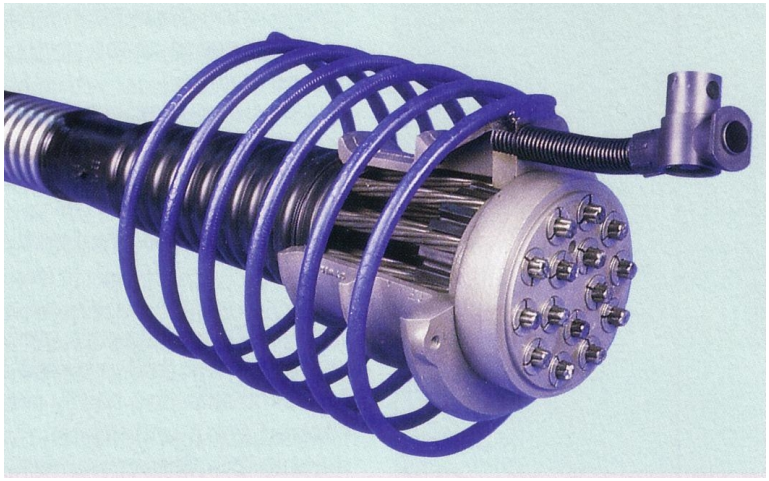
Obr. 2.29 Sdružená kotva MONO (podle [131])



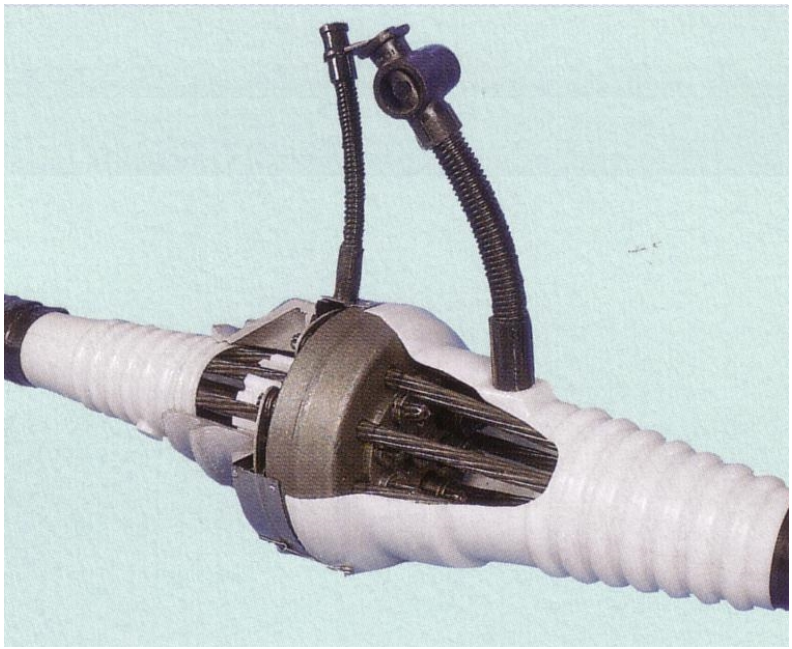
Obr. 2.30 Složená spojka pro 9 nebo 12 lan (podle [131])



Obr. 2.31 Desková kotva předpínací výztuže (podle Dywidag)



Obr. 2.32 Stupňovitá kotva předpínací výztuže (podle Dywidag)



Obr. 2.33 Příklad spojky předpínací výztuže (podle Dywidag)

Pro dodatečně předpjaté mostní konstrukce se nejčastěji používají kabely se soudržností z lan o průměru 15,5 mm (dnes i 15,2 nebo 15,7 mm). Lana jsou sestavena do kabelů umístěných vždy v jednom kabelovém kanálku. Počet lan v jednom kabelu může být 1 až cca 35 (příp. až cca 55, počet lan v kabelu se liší u jednotlivých výrobců). Pro předepnutí mostních konstrukcí v podélném směru se nejčastěji používají kabely sestavené z 12, 15, 19 nebo 22 lan. V příčném směru může být v případě potřeby předepnuta buď deska mostovky, nebo příčníky, případně oba tyto konstrukční prvky současně. Pro příčný směr se často používají kabely o menším počtu lan (cca 4 - 6) a zejména pro předpínání relativně tenkých desek mostovky lze s výhodou použít kabely v plochých kanálcích (v tomto typu kabelů bývá možnost použít maximálně 4 lana), díky kterým lze dosáhnout maximální možné excentricity přepínací výztuže vůči těžišťové ose tenkého betonového prvku a tím i její maximální účinnosti.

Na ***Obr. 2.29*** je sdružená kotva MONO podle [131]. Na ***Obr. 2.30*** je složená spojka, kterou opět tvoří dvě zrcadlově otočené a vzájemně propojené kotvy.

Na obdobném základním principu jsou založeny i aktivní kotvy a lanové spojky, používané v současných předpínacích systémech. Pro aktivní i pasivní kotvení kabelů se soudržností je možno použít např. deskovou kotvu podle ***Obr. 2.31***, nebo stupňovitou kotvu podle ***Obr. 2.32***. Výhodou stupňovité kotvy je, že k přenosu přepínací síly do betonu nedochází pouze na čelní ploše kotvy, ale prostřednictvím řady žebírek na kuželovém tělese kotvy, čímž je přenos síly efektivnější a umožňuje omezit prostorové nároky kotvení.

Na ***Obr. 2.33*** je spojka pro kabely z lan. Pro pasivní kotvení je možno použít také cibulovou kotvu podle ***Obr. 2.34***, která pro přenesení předpínací síly do konstrukce využívá soudržnosti mezi výztuží a betonem. Pro zvýšení účinnosti kotvení jsou navíc konce lan rozpleteny.

Volné kabely se používají prakticky výhradně pro podélný směr konstrukcí; jsou obvykle vedeny uvnitř komorové konstrukce a jejich směr je určován pomocí tzv. deviátorů. Poměrně často se používají také pro zesilování stávajících konstrukcí. Výhody volných kabelů v porovnání s vnitřními kabely se soudržností jsou zejména následující:

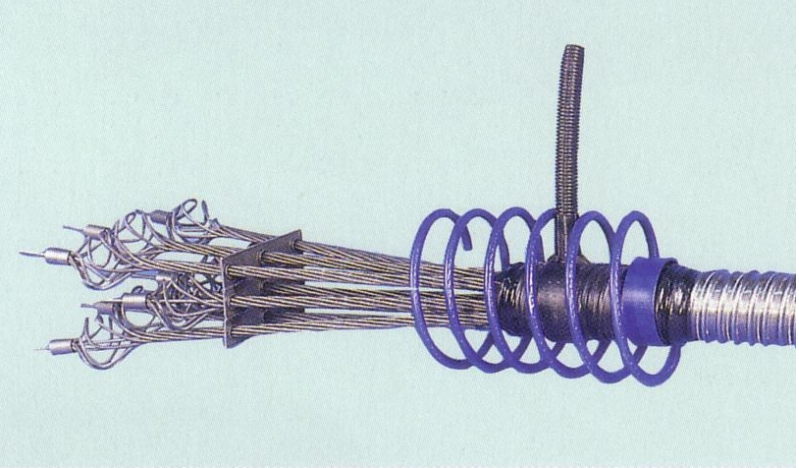
- umožňují dosáhnout menší tloušťky a/nebo snadnějšího probetonování stěn nosné konstrukce, protože část předpínací výztuže (v některých případech i veškerá předpínací výztuž) je přesunuta ze stěn do vnitřní části komory,
- volné kabely umožňují kontrolu předpínací síly, v případě potřeby je možné dopnutí kabelu, případně i jeho výměna (v tomto ohledu jsou mezi různými předpínacími systémy rozdíly v tom, jak snadno lze tyto operace provést).

Naopak nevýhody volných kabelů jsou následující:

- vyšší cena,
- menší excentricita výztuže vůči těžišťové ose nosné konstrukce a tím i její nižší účinnost. Snížení excentricity je dáno tím, že vnitřní předpínací výztuž je možno vést až na vzdálenost nutného krytí od vnějšího povrchu konstrukce, zatímco

volné kabely jsou vedeny deviátory uvnitř komory a jejich osa je proto od vnějšího povrchu konstrukce více vzdálená. Z tohoto důvodu je vhodnější používat volné kabely spíše pro konstrukce o větším rozpětí polí, které mají průřezy o větší výšce a u nichž je proto procentuální zmenšení excentricity menší než u konstrukcí s nízkým průřezem,

- při započítání pouze nesoudržné předpínací výztuže vychází obecně nižší únosnost konstrukce na mezi únosnosti, v konstrukci proto bývá nutno navrhnout větší množství betonářské výztuže,
- v některých případech menší odolnost konstrukce proti účinkům mimořádných zatížení, jako jsou nárazy, výbuchy, požáry apod.



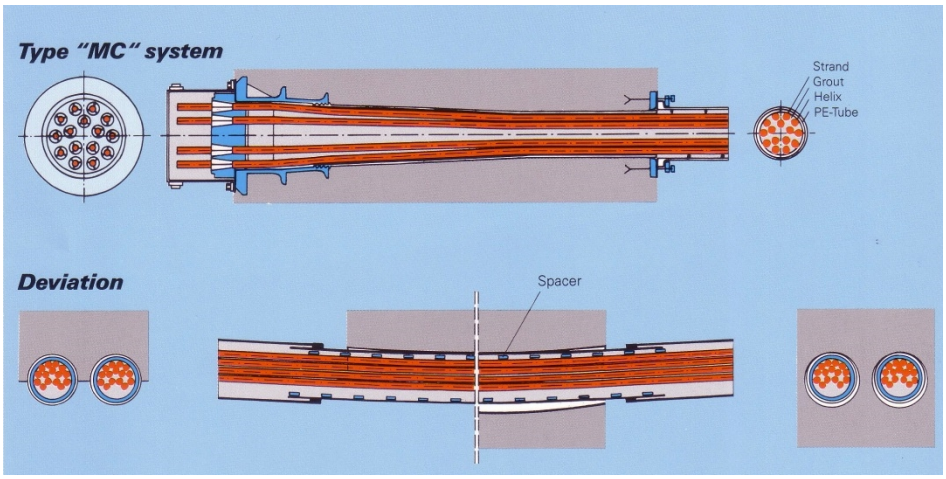
Obr. 2.34 Cibulová kotva pro pasivní kotvení předpínací výztuže (podle Dywidag)

Na ***Obr. 2.35***, ***2.36*** a ***2.37*** je uvedeno možné konstrukční řešení volných kabelů včetně příkladů kotvení. Řešení kabelu a kotvy podle ***Obr. 2.36*** umožňuje relativně snadnou výměnu volných kabelů bez vybourání kotev.

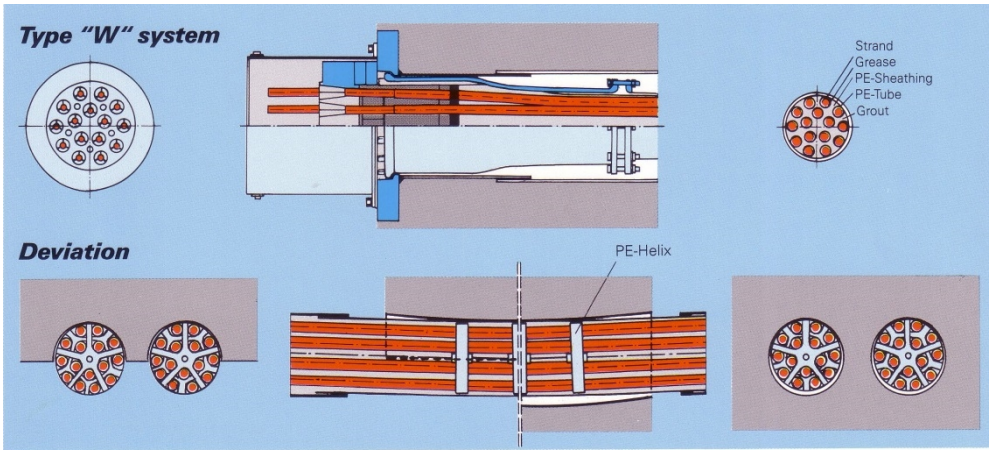
Kabelové kanálky pro přepínací vložky se soudržností jsou vytvořeny zabetonováním trubek (podle ČSN EN 523 [94] “hadic“), které zůstávají v betonu, nebo zabetonováním a následným vyjmutím trubek nebo tyčí. Pro vytváření kabelových kanálků se zabetonovanými trubkami je možno použít:

- ocelové bezešvé nebo svařované trubky,
- trubky z tenkého plechu se sdrápkovým šroubovým švem nebo s přeplátovaným svařovaným švem,
- trubky z plastů nebo z jiných materiálů.

Obvykle se používají ocelové trubky stáčené z plechu. Plastové kanálky (HDPE) se používají v případech, kdy je požadována vyšší mechanická odolnost kanálku, důkladnější ochrana proti účinkům bludných proudů nebo proti korozi obecně nebo snížení součinitele tření (viz též ***kapitola 3.2*** a ***3.3***).



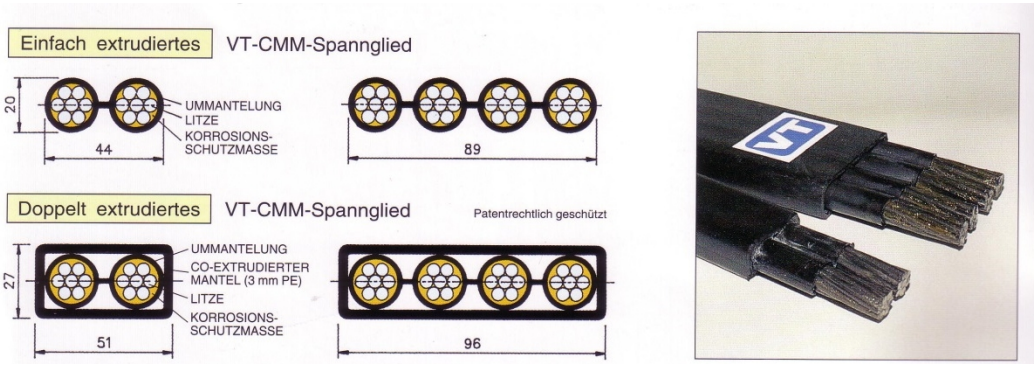
Obr. 2.35 Příklad řešení volných kabelů (podle Dywidag). *Význam termínů: strand – lano, grout – injektážní hmota, helix – spirála, PE-tube – polyetylénová trubka, spacer – distanční podložka.*



Obr. 2.36 Příklad řešení volných kabelů (podle Dywidag). *Význam termínů: strand – lano, grease – tuk, PE-sheathing – vlastní PE trubka okolo každého lana, PE-tube – vnější polyetylénová trubka, grout – injektážní hmota, PE-helix – distanční podložka.*

Po napnutí a zakotvení předpínací výztuže se zbývající vnitřní prostor kabelových kanálků vyplňuje injektážní hmotou - obvykle se používá cementová malta (viz ***kap. 2.2***). U vnitřní předpínací výztuže se soudržností se injektáží zajišťuje soudržnost výztuže s betonem a ochrana výztuže proti korozi (**důkladná injektáž kabelových kanálků má zcela zásadní vliv na trvanlivost předpjaté konstrukce**). U vnější a nesoudržné předpínací výztuže injektáž zajišťuje ochranu výztuže proti korozi. Aby bylo zajištěno důkladné vyplnění kanálků injektážní hmotou, musí být kanálky vybaveny otvory a trubičkami pro vstup malty i pro odvodnění a odvzdušnění kanálků. Tyto trubičky je nutno umístit zejména na obou koncích kabelu, v nejvyšších bodech a v místech, kde by se mohla hromadit voda nebo vzduch (např. v prostoru kotev a spojek).

Protikorozní ochrana musí zabraňovat korozi všech konstrukčních prvků systému dodatečného předpětí po celou dobu jejich předpokládané životnosti. Je závislá na chemických a fyzikálních vlivech prostředí, kterému je konstrukce vystavena, na požadované době spolehlivé funkce (ochrana trvalá nebo dočasná) a na druhu předpínací vložky (bez soudržnosti nebo se soudržností).



Obr. 2.37 Příklad řešení volných kabelů (podle VT-JHP). *Význam termínů: Einfach extrudiertes – jednou extrudováno (jednoduchá ochranná PE-trubka), Doppelt extrudiertes – dvakrát extrudováno (zdvojená ochranná PE-trubka), Spannglied – předpínací kabel, Ummantelung – ochranný obal, Litze – předpínací lano, Korrosionsschutzmasse – protikorozní ochranná hmota (tuk, vosk), Co-extrudierter Mantel (3 mm PE) – vnější extrudovaný obal (3 mm PE), Patentrechtlich geschützt – patentově chráněno.*

Obr. 2.38 Příklad kvalitně zainjektovaného kabelového kanálku (po zkoušce injektovatelnosti)

Aby bylo zajištěno kvalitní provedení injektáže, je nutno v pravidelných časových intervalech provádět *zkoušky injektovatelnosti*. Během zkoušky se vytvoří typický úsek kabelu včetně problematických oblastí (vrcholové oblouky, kotvy, spojky apod.) a obetonuje se na betonový průřez cca 0,3 x 0,3 m. Po zatvrdnutí betonu se provede injektáž kanálku. Následně se zainjektovaný kabel rozřeže a posuzuje se kvalita zainjektování vnitřního prostoru kanálku. Na ***Obr. 2.38*** je příklad kvalitně zainjektovaného kabelového kanálku po provedení zkoušky injektovatelnosti.

2.6 Související části konstrukcí

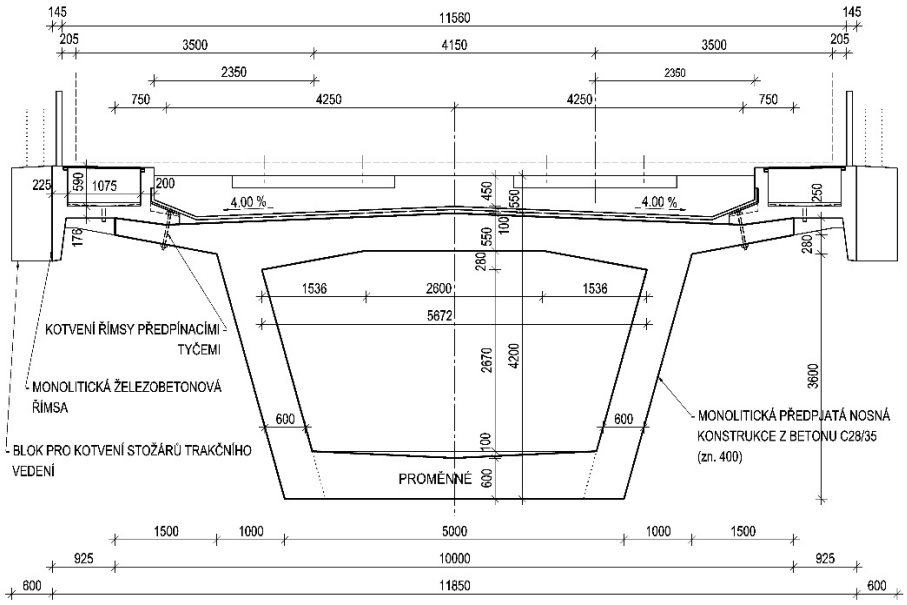
Na nosné konstrukce (nejen) předpjatých železničních mostů navazují další součásti, které do značné míry ovlivňují působení i trvanlivost konstrukcí. Patří k nim především uložení konstrukcí, ukončení konstrukcí a uzavření čel konstrukcí. Nejčastější případy jsou krátce popsány v ***kapitole 3.3***.

2.7 Vývoj požadavků na materiál předpjatých konstrukcí železničních mostů v čase

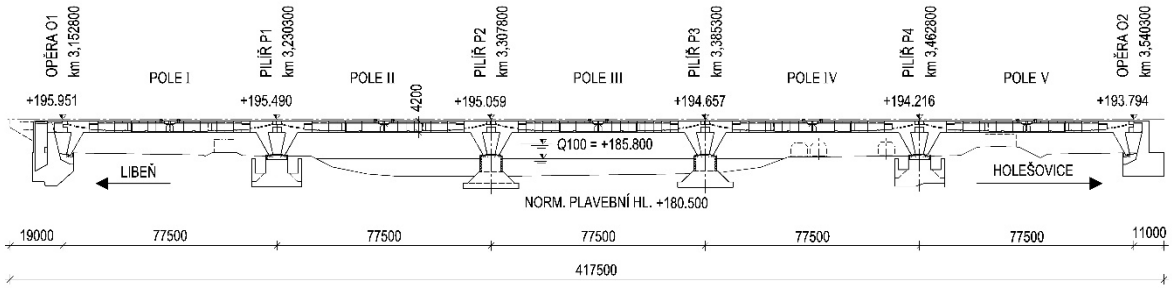
Vývoj požadavků na materiál konstrukcí z předpjatého betonu je uveden v ***kap. 3.3***.

2.8 Statistické vyhodnocení vlastností materiálů

Při přepočtech stávajících konstrukcí je nutno získat podrobné informace o uvažované konstrukci – o jejích rozměrech, zatíženích (zejména stálých) i o vlastnostech materiálů. Do určité míry je možno tyto informace získat pomocí diagnostických průzkumů, ale pro podrobnější – například pravděpodobnostní – výpočty je potřebné vycházet z většího počtu statisticky vyhodnocených údajů.



Obr. 2.39 Most přes Vltavu v Praze pod Bulovkou – příčný řez



Obr. 2.40 Most přes Vltavu v Praze pod Bulovkou – podélný řez

V této kapitole je uvedeno statistické vyhodnocení vlastností materiálů, které byly použity pro stavbu předpjatého železničního rámového mostu přes Vlatvu v Praze pod Bulovkou, realizovaného přibližně v letech 1968 až 1975 (schéma mostu je na ***Obr. 2.39*** a ***2.40***). Pro tyto účely jsou využity výsledky zkoušek materiálů, které byly provedeny během realizace mostu a kterých se zachoval značně rozsáhlý soubor. Do určité míry je možno předpokládat, že parametry materiálů jsou často podobné i u dalších konstrukcí stejného typu a ze stejného období a proto je možno do určité míry tyto údaje převzít i pro přepočty jiných mostů. Vždy je samozřejmě vhodné provést alespoň částečné ověření vlastností diagnostickým průzkumem dané konstrukce.

2.8.1 Beton

Nosná konstrukce mostu byla realizována z betonu zn. 400 (C28/35), na spodní stavbu byl použit i beton zn. 170 (C10,8/13,5) a zn. 250 (C16/20). Vlastnosti betonu na základě zkoušek provedených během betonáže konstrukce zde byly vyhodnoceny jak v rámci jednotlivých částí konstrukce, tak (u betonu zn. 400) i souhrnně pro konstrukci jako celek. Výsledky jsou uvedeny v ***Tabulkách 2.1*** až ***2.4***. Na ***Obrázku 2.41*** je uveden histogram pro pevnost betonu zn. 400, 2. pole mostu a stáří 28 dní. Pevnost betonu byla zkoušena na krychlích o straně 200 mm.

Tab. 2.1 Pevnost betonu zn. 400 (C28/35) v tlaku – jednotlivé části konstrukce, stáří betonu 28 dní

Část konstrukce	Stáří betonu [dny]	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
Pole č. 1	28	102	32,500	54,500	43,598	4,932
Pole č. 2	28	248	33,000	58,500	45,866	5,033
Pole č. 3	28	253	31,000	55,500	45,470	4,651
Pole č. 4	28	51	28,500	60,500	45,286	8,100
Pole č. 5	28	75	24,000	53,000	41,735	6,768

Poznámky:

- realizace mostu probíhala v pořadí 5., 4. a 1. pole (vše na skruži), následně současně 2. a 3. pole letmou betonáží,
- zejména v poli 4 a 5 byla následně provedena i řada nedestruktivních zkoušek pevnosti betonu (s vyhovujícícm výsledkem).

Tab. 2.2 Pevnost betonu zn. 400 (C28/35) v tlaku – pole č. 2, pro různá stáří betonu

Část konstrukce	Stáří betonu [dny]	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
Pole č. 2	5	30	23,000	37,000	30,960	3,765
Pole č. 2	7	45	26,000	46,500	35,047	3,575
Pole č. 2	28	253	31,000	55,500	45,470	4,651

Tab. 2.3 Pevnost betonu zn. 400 (C28/35) v tlaku – souhrnně z celé konstrukce, pro různá stáří betonu

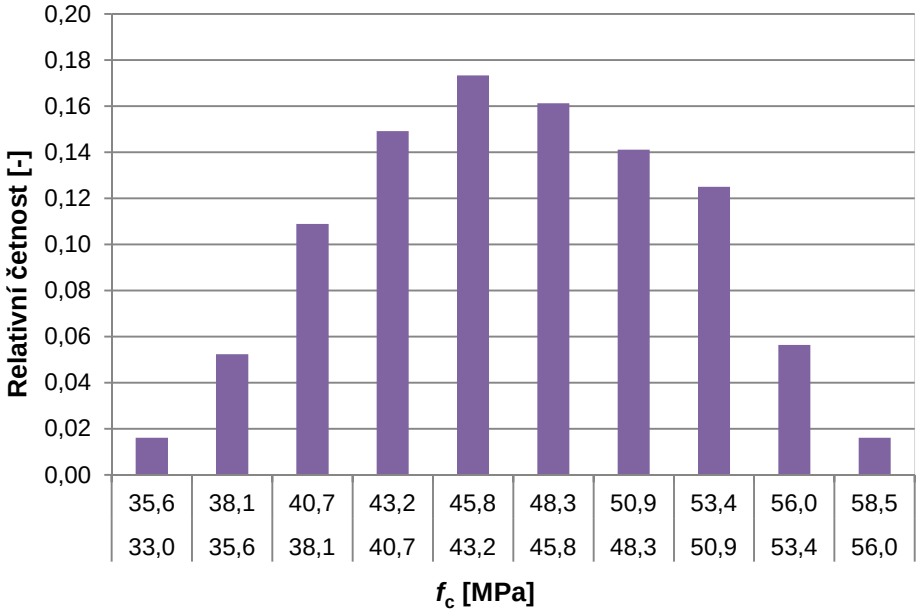
Část konstrukce	Stáří betonu [dny]	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
Celá kce	5	66	23,000	42,500	31,961	3,967
Celá kce	7	117	15,700	47,500	33,803	5,215
Celá kce	28	732	24,000	60,500	44,933	5,500
Celá kce	90	39	44,500	71,500	53,787	6,512

Poznámky:

- většina zkoušek ve stáří 5 dní byla provedena ve 2. a ve 3. poli,
- nejvíce zkoušek ve stáří betonu 90 dní bylo provedeno ve 4. poli.

Tab. 2.4 Beton podpěr ve stáří 28 dní

Značka betonu	Stáří betonu [dny]	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
170	28	66	16,500	46,800	28,444	7,429
250	28	24	22,700	52,000	36,879	10,022



Obr. 2.41 Histogram pro pevnost betonu zn. 400, 2. pole mostu a stáří 28 dní

2.8.2 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž mostu tvoří kabely z paralelních patentovaných drátů o průměru 7 mm a z oceli 1000/1400 MPa (mez $s_{0,2}$/pevnost). Vlastnosti patentovaného drátu jsou uvedeny v ***Tab. 2.5***. Na ***Obr. 2.42*** je histogram pevnosti použité výztuže.

Tab. 2.5 Vlastnosti použité předpínací výztuže

Vlastnost	Jednotky	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
A_p	[mm^2]	126	37,70	39,20	38,47	0,21
E_p	[GPa]	56	182,10	207,20	194,25	5,60
$s_{0,2}$	[MPa]	117	1061,00	1448,00	1210,03	79,92
f_p	[MPa]	126	1414,00	1694,00	1531,72	57,02
Tažnost *5d*	[%]	126	3,40	6,40	4,82	0,75

2.8.3 Betonářská výztuž

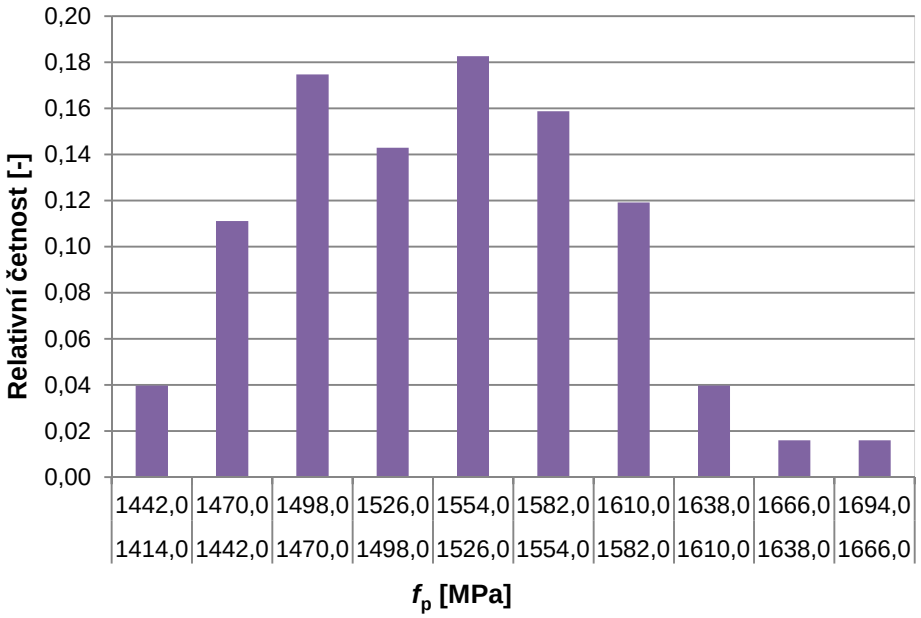
Betonářská výztuž mostu je převážně z oceli 10 425 (V). Vlastnosti této výztuže pro průměr 12 mm a 14 mm jsou uvedeny v ***Tabulkách 2.6*** a ***2.7***.

Tab. 2.6 Vlastnosti použité betonářské výztuže f 12 mm

Vlastnost	Jednotky	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
A_p	[mm^2]	32	110,36	118,24	115,89	2,20
f_y	[MPa]	36	458,00	743,36	535,36	69,27
f_u	[MPa]	36	679,65	884,96	754,62	49,88

Tab. 2.7 Vlastnosti použité betonářské výztuže f 14 mm

Vlastnost	Jednotky	Počet měření [ks]	Minimální hodnota [MPa]	Maximální hodnota [MPa]	Průměr [MPa]	Směrodatná odchylka s_x [MPa]
A_p	[mm^2]	23	151,67	160,01	156,09	2,43
f_y	[MPa]	23	435,32	538,18	485,39	33,33
f_u	[MPa]	23	642,98	756,95	701,47	38,98



Obr. 2.42 Histogram pro pevnost předpínací výztuže

3. Konstrukční řešení, technologie výstavby, statické působení a zásady navrhování

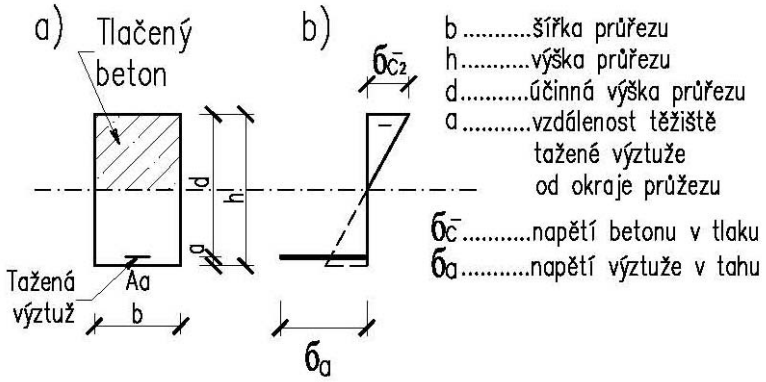
3.1 Princip výroby a působení konstrukcí z předpjatého betonu

Beton je křehký materiál, který se vyznačuje poměrně vysokou pevností v tlaku, ale naopak poměrně nízkou pevností v tahu. Nevyztužený (prostý) beton lze proto používat pro konstrukce, které jsou vystaveny převážně tlakovému namáhání. Výjimečně se prostý beton používá i pro konstrukce namáhané malými hodnotami tahových napětí, například pro základové bloky nebo masivní opěry. V těchto případech je nutno tahová napětí omezit na poměrně velmi malé hodnoty, nižší než je pevnost betonu v tahu.

V případě, že se má beton použít i pro prvky namáhané výrazně tahem nebo ohybem, je nutno tahová namáhání přenést jiným způsobem. To je možno provést buď pomocí betonářské výztuže, která pasivně přebírá namáhání z tažené oblasti betonového průřezu, nebo pomocí *předpětí*, která aktivně ovlivňuje namáhání v celé konstrukci a zcela nebo částečně eliminuje tahová napětí v betonu. Obecně lze předpětí chápat jako další zatížení vnesené předem a záměrně do konstrukce proto, abychom příznivým způsobem ovlivnili její působení (namáhání a deformace). Ačkoliv předpětí jako takové je možno vnést do konstrukce různými způsoby (např. i řízeným popuštěním podpor), nejčastějším a obvykle i nejúčinnějším způsobem vyvození předpínací síly je použití předpínací výztuže.

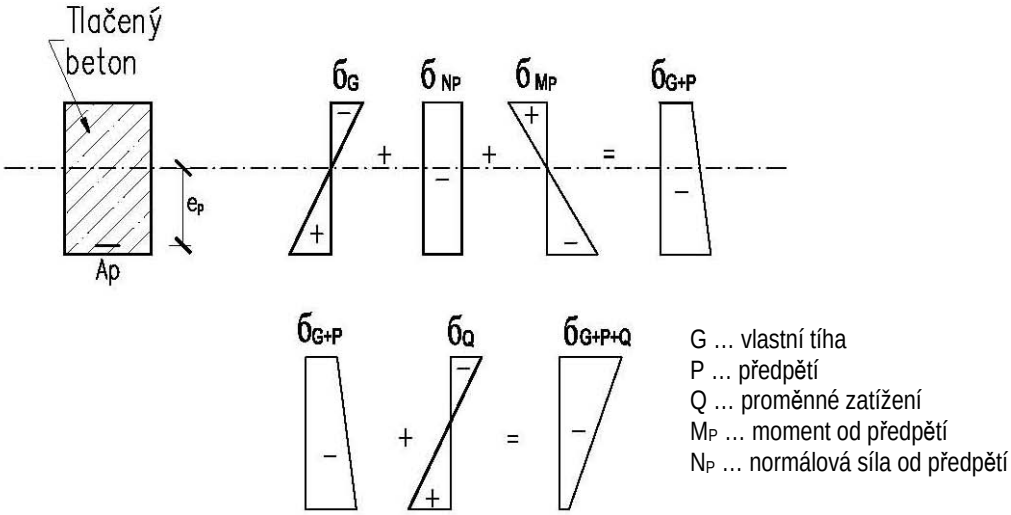
Výhody předpjatých konstrukcí v porovnání s konstrukcemi železobetonovými jsou především následující:

- účinnější využití betonového průřezu – zatímco u železobetonu působí průřez, který se skládá z tlačené části betonu (relativně malé) a z výztuže (***Obr. 3.1***), u předpjatého betonu lze obvykle předpokládat působení celého, nebo alespoň výrazně většího betonového průřezu (***Obr. 3.2***). To vede k výrazně účinnějšímu působení konstrukce a jejímu ekonomičtějšímu návrhu,
- omezení nebo vyloučení trhlin v betonu, což je předpokladem větší trvanlivosti konstrukcí.



Obr. 3.1 Princip působení železobetonové konstrukce v pružném stavu po vzniku trhlin – a) schéma průřezu, b) rozdělení normálových napětí

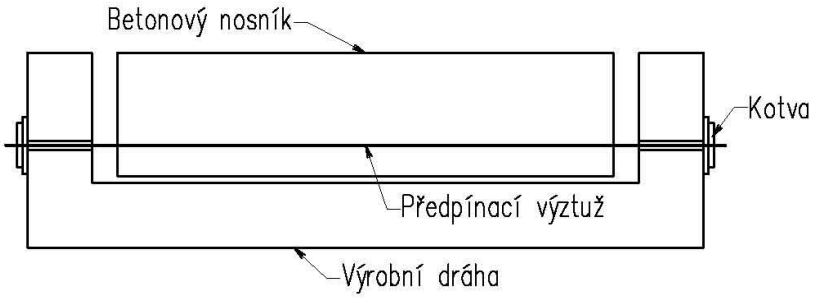
Princip působení železobetonové konstrukce je na ***Obr. 3.1***, princip působení konstrukce z předpjatého betonu je na ***Obr. 3.2*** (v obou případech je znázorněno působení konstrukce v pružném stavu, tzn. za běžného provozu).



Obr. 3.2 Princip působení předpjaté konstrukce v pružném stavu (tj. za běžného provozu)

Nejběžnějším druhem předpínací výztuže jsou v současné době lana a kabely složené z lan (podrobnosti viz ***kapitola 2***). Především v minulosti se používaly také patentované dráty (samostatné, spletené po dvou až třech nebo uspořádané do kabelů). Pro předpínací prvky přímé a zejména pro prvky kratší délky se používají předpínací tyče. Výhodou lan a kabelů z lan je především možnost plynulého zakřivení výztuže a možnost dosažení větší předpínací síly. Výhodou tyčové předpínací výztuže je vyšší odolnost proti korozi a (projevuje se příznivě zejména právě u kratších prvků) prakticky bezpokluzové kotvení - viz část o ztrátách předpětí v ***kapitole 3.2.3*** (ačkoliv i u lan lze speciálně upravit kotvení tak, aby se pokluz vyloučil). Podrobnosti o materiálech používaných pro předpjatý beton jsou v ***kap. 2***.

Předpětí můžeme do konstrukce vnést buď *předem*, nebo *dodatečně*. *Předpínání předem* se používá u prefabrikovaných prvků, pro jejichž výrobu je nutno zřídit tzv. výrobní dráhu ("stand") – ***Obr. 3.3***. Mezi tuhá čela této výrobní dráhy se nejdříve napne předpínací výztuž a poté se okolo napnuté výztuže vyrobí betonový prvek. Po zatvrdnutí betonu se předpínací výztuž v čelech výrobní dráhy odkotví. Protože napnutá předpínací výztuž má snahu se zpětně zkrátit, dojde ke vnesení předpínací síly do betonu. Předpínací výztuž je v betonu kotvena soudržností.

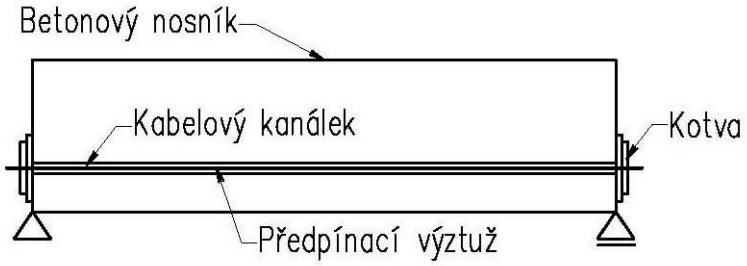


Obr. 3.3 Schéma výroby předem předpjatého prvku

Předpínání dodatečně se používá jak u konstrukcí prefabrikovaných, tak i u konstrukcí monolitických. V tomto případě se nejdříve vyrobí betonový prvek, ve kterém jsou vynechány kabelové kanálky pro vedení předpínací výztuže, jež se napne a zakotví *dodatečně* až po zatvrdnutí betonu. Výztuž je v čelech (případně i v mezilehlých průřezech) zakotvena pomocí kotev. Zbývající prostor uvnitř kabelových kanálků se po napnutí a zakotvení výztuže zainjektuje. Schéma dodatečně předpjaté konstrukce je uvedeno na ***Obr. 3.4***.

Pokud srovnáváme výhody a nevýhody předem předpjatého a dodatečně předpjatého betonu, lze říci že:

- pro výrobu předem předpjatých prvků je nutno zřídit relativně náročnou výrobní dráhu, samotná výroba prvků už je však jednodušší a rychlejší,
- výhodou předem předpjatých prvků je, že odpadá injektáž kabelových kanálků, která vyžaduje určitý čas i vysokou kvalitu provedení,
- kvalita provedení injektáže kanálků má zásadní vliv na trvanlivost konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu,
- u dodatečně předpjatého betonu lze snáze přizpůsobit vedení předpínací výztuže namáhání konstrukce v jednotlivých průřezech – výztuž je po délce konstrukce obvykle zakřivena, případně polygonálně zalomena (u předem předpjatých prvků se ze stejných důvodů používá tzv. separace výztuže – viz ***kap. 3.2.1***).



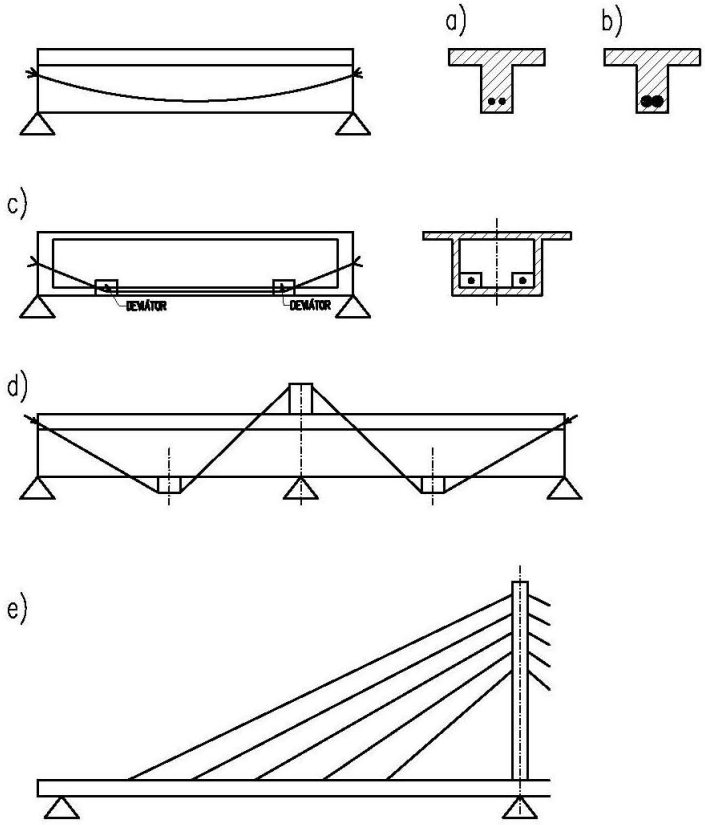
Obr. 3.4 Schéma dodatečně předpjatého prvku

Na ***Obr. 3.5*** jsou uvedeny možnosti použití předpínací výztuže v konstrukcích. Ačkoliv se jedná o různé způsoby použití, základní materiál (lana) zůstává v principu stejný (například kotvy už jsou však v některých případech odlišné). Na ***Obr. 3.5a)*** je znázorněna vnitřní předpínací výztuž se soudržností s betonem, která je nejběžnějším a obvykle i nejekonomičtějším způsobem použití předpínací výztuže. Lze ji použít pro předpínání předem i dodatečně; v případě předpínání dodatečně je nutno po vnesení předpětí ještě kvalitně *zainjektovat kabelové kanálky* cementovou maltou. Na ***Obr. 3.6*** je uveden příklad vedení kanálků pro vnitřní předpínací výztuž se soudržností v nosné konstrukci předpjatého monolitického železničního mostu na přeložce trati Březno u Chomutova - Chomutov.

Další možnosti se používají pouze pro předpínání dodatečně.

Na ***Obr. 3.5b)*** je znázorněna vnitřní předpínací výztuž bez soudržnosti. V tomto případě předpínací výztuž sice prochází uvnitř betonového průřezu, neexistuje však soudržnost mezi předpínací výztuží a betonem. Typickým příkladem jsou tzv. Monostrandy, tj. jednotlivá předpínací lana obalená tukem a umístěná vždy uvnitř

vlastní polyetylénové trubky. Výhodou je výrazné snížení ztráty předpínací síly třením (vlivem maziva mezi lanem a PE trubkou) a skutečnost, že v tomto případě se po vnesení předpětí již neinjektují kabelové kanálky. Tím je možno dosáhnout větší rychlosti výstavby i menší závislosti na klimatických podmínkách. Monostrandy se však tímto způsobem využívají převážně v pozemních stavbách, ačkoliv i pro mostní konstrukce byly již Monostrandy použity.

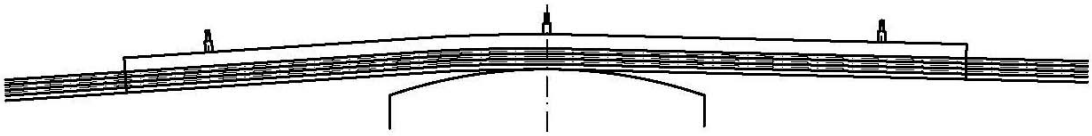


Obr. 3.5 Možnosti použití předpínací výztuže v konstrukcích (volně podle [175])

Na ***Obr. 3.5c)*** je schéma vnější předpínací výztuže bez soudržnosti, která je vedena mimo vlastní průřez betonové konstrukce. V mostním stavitelství se jedná o tzv. volné kabely, které jsou obvykle vedeny uvnitř dutiny komorové nosné konstrukce. Po délce konstrukce je vedení volných kabelů usměrněno pomocí tzv. deviátorů. Zakřivení průchodky v deviátoru musí být vždy protaženo až za konec oblouku kabelu a koncové části deviátorů je nutno rozšířit do tzv. "trumpety", aby při deformaci konstrukce nedocházelo k "lámání" kabelů přes hranu deviátoru – viz ***Obr. 3.7***. Pokud jsou v konstrukci navrženy volné kabely, používají se obvykle v kombinaci s vnitřními kabely se soudržností. Vnitřní kabely potom obvykle bývají navrženy na účinky zatížení stálého, volné kabely na účinky zatížení proměnného (podle dřívější terminologie "nahodilého"). Existují však i konstrukce, které jsou předepnuty pouze volnými kabely (například železniční most Bruchsaler v SRN – viz ***Obr. 3.8***). S volnými kabely byly již také realizovány konstrukce spřažené ocelobetonové.

Výhody a nevýhody kabelů se soudržností a bez soudržnosti byly popsány v ***kapitole 2.5.2***.

Obr. 3.6 Kanálky pro vnitřní předpínací výztuž se soudržností v nosné konstrukci monolitického předpjatého mostu na přeložce trati Březno u Chomutova - Chomutov



Obr. 3.7 Schéma změny směru volných kabelů deviátorem

V případě, že jsou pro předpětí použity pouze volné kabely, je obvykle nutno v konstrukci navrhnout zvýšené množství betonářské výztuže, která přispívá k příznivému rozdělení trhlin v betonu a zajišťuje potřebnou tažnost (duktilitu) konstrukce a její mezní únosnost (“těsně před zřícením“).

Obr. 3.8 Železniční most Bruchsaler (SRN), předpjatý pouze volnými kabely (podle [175])

Obr. 3.9 Průchodky příčníky pro snadné doplnění volných kabelů v případě potřeby budoucího zesílení nosné konstrukce (estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze)

Kromě použití pro definitivní výztuž v novostavbách se volné kabely používají i při zesilování stávajících konstrukcí, případně i jako dočasná výztuž ve stavebních stádiích (například u konstrukcí vysouvaných). U mostů větších a umístěných na významnějších komunikacích, kde je značným problémem jakékoliv přerušení provozu, je vhodné připravit průchodky pro případné budoucí zesílení konstrukce volnými kabely již v době návrhu a realizace objektu (***Obr. 3.9***).

Obr. 3.10 Vizualizace návrhu “extradosed“ konstrukce pro přemostění Cidliny v Libicích nad Cidlinou (R. Šafář 2007, architektonická spolupráce Ing. Arch. Štulc)

Na ***Obr. 3.5d)*** jsou znázorněny konstrukce, které se nazývají “extradosed“. Ačkoliv vnějším vzhledem připomínají konstrukce zavěšené, jedná se o konstrukce s volnými kabely, u kterých je účinnost předpětí zvýšena prostřednictvím zvětšení excentricity předpínací výztuže jejím vysunutím až mimo průřez konstrukce (vlivem větší excentricity předpínací výztuže vůči těžišti betonového průřezu je možno dosáhnout vyšší hodnoty ohybového momentu od předpětí). Pylony jsou výrazně nižší než u zavěšených konstrukcí a tím i úhel těchto vnějších předpínacích prvků od mostovky je

příliš malý na to, aby mohly účinně působit jako závěsy (“podpory mostovky“). Oproti mostním závěsům jsou na “extradosed“ kabely kladeny mírnější požadavky z hlediska omezení napětí v předpínací výztuži i z hlediska jeho rozkmitů vzhledem k posouzení únavové odolnosti. V ČR byla realizována “extradosed“ konstrukce v roce 2012 pro přemostění Cidliny v Libicích nad Cidlinou - na ***Obr. 3.10*** je uvedena vizualizace z návrhu této konstrukce.

Na ***Obr. 3.5e)*** je znázorněno použití předpínací výztuže (lan, tyčí, případně i patentovaných drátů) pro mostní závěsy. Pro vlastní závěsy se používá stejný základní materiál jako pro předpínací výztuž, kotvy i konstrukční uspořádání výztuže v závěsu se od běžné předpínací výztuže liší.

3.2 Návrh předpětí a jeho působení na konstrukci

3.2.1 Staticky určité konstrukce

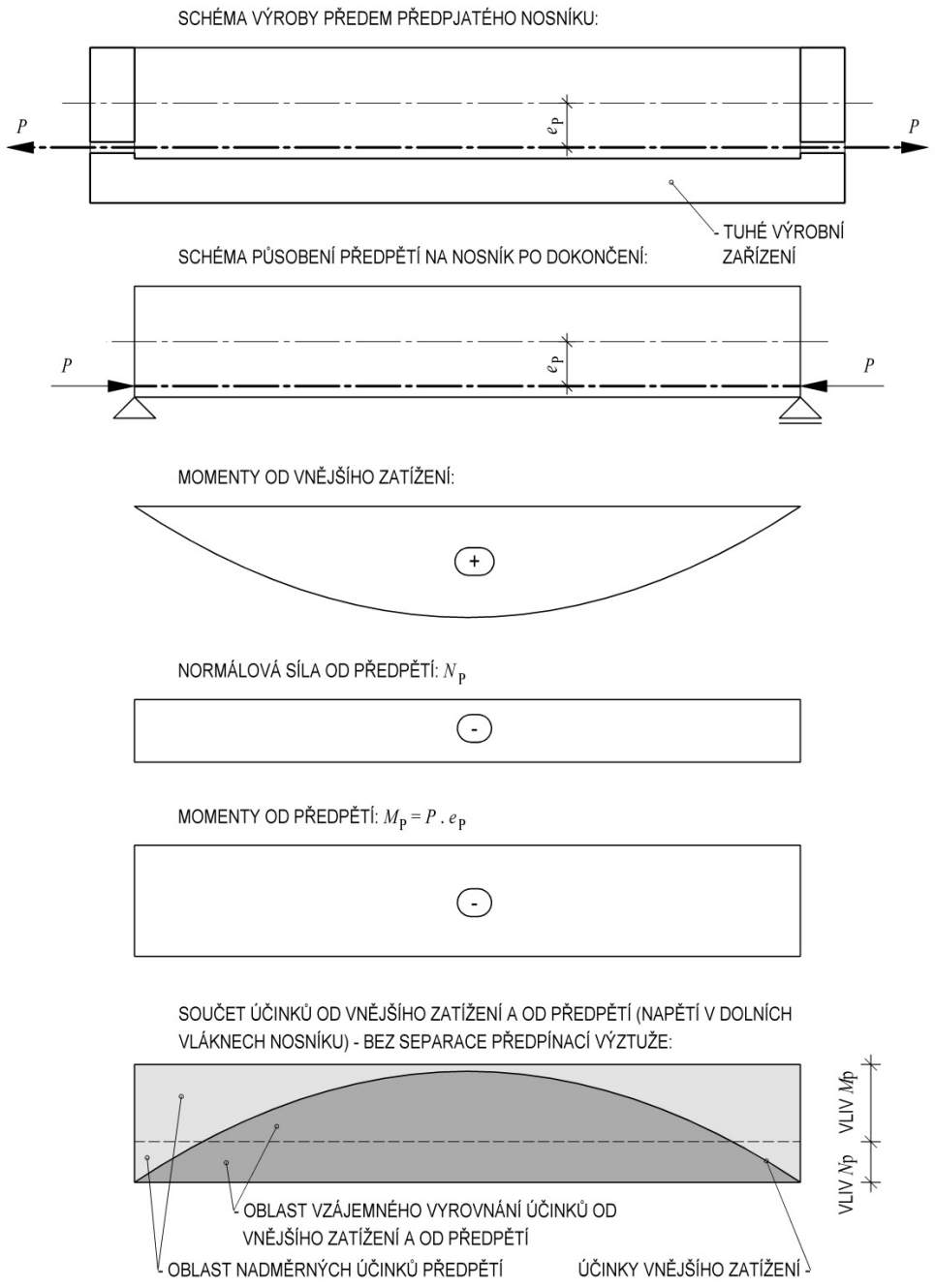
Předpětí v konstrukci (staticky určité i staticky neurčité) má být navrženo tak, aby průběh jeho účinků co nejvíce odpovídal průběhu vnitřních sil od působení vnějšího zatížení. Na ***Obr. 3.11*** je schematicky vykreslen průběh ohybových momentů na prostém nosníku od vnějšího zatížení a od předpětí přímou předpínací výztuží. Ohybový moment od předpětí lze u **staticky určité konstrukce** stanovit jako součin normálové síly od předpětí N_P a excentricity předpínací výztuže vůči těžišti průřezu e_P, tj.:

$$M_P = N_P \,.\, e_P \qquad (3.1)$$

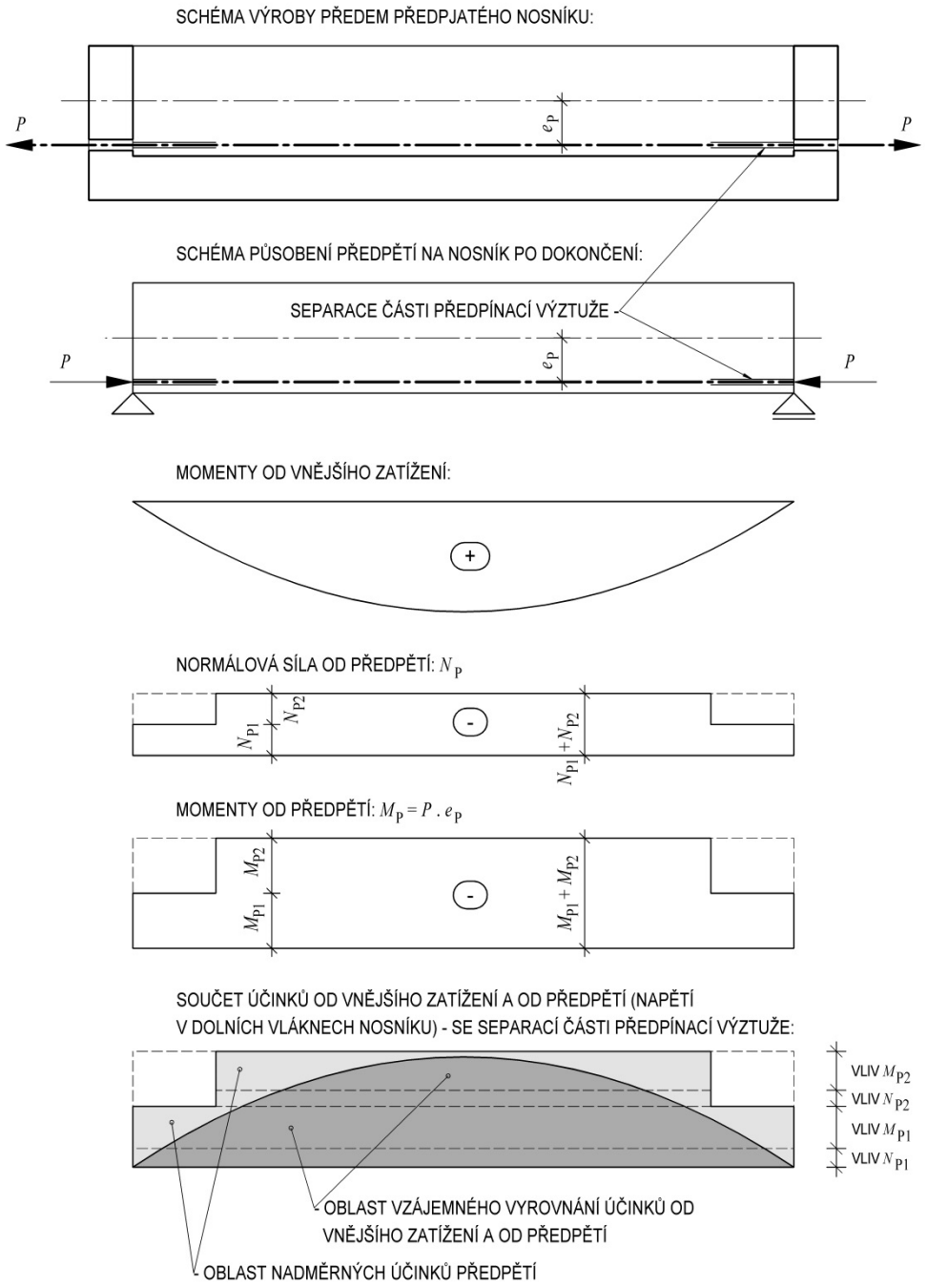
Tento ohybový moment se nazývá *staticky určitý moment od předpětí* a uvedený způsob jeho stanovení nazýváme *přímý způsob výpočtu účinků předpětí*.

Při uvedeném vedení předpínací výztuže lze vyhovujícím způsobem vzájemně vyrovnat účinky vnějšího zatížení a předpětí uprostřed rozpětí pole. V koncových oblastech nosníku bude situace horší, protože moment od vnějšího zatížení se zde blíží nule, zatímco moment od předpětí si prakticky do konce nosníku udržuje stálou (tzn. maximální) hodnotu. Je tedy zřejmé, že v koncových oblastech nosníku jsou v uvedeném případě účinky předpětí příliš veliké a způsobují naopak nadměrná tahová namáhání při horním povrchu konstrukce v blízkosti koncových podpor, což může vést například ke vzniku nadměrně širokých trhlin apod.

Tomu lze zabránit například tak, že se v koncových oblastech u části přímých předpínacích prvků vyloučí soudržnost s betonem (provede se tzv. “separace“, používaná u předem předpjatých prvků, kde je výztuž kotvena soudržností – ***Obr. 3.12***), nebo se použije výztuž zakřivená (u dodatečně předpjatých prvků, ***Obr. 3.13***), příp. lomená (obvykle u volných kabelů dodatečně předpjatých prvků – ***Obr. 3.16***); uvažovalo se i o možnosti realizovat lomenou výztuž v předem předpjatých prvcích, kde by výztuž před betonáží prvku byla usměrněna přes ocelové trny.



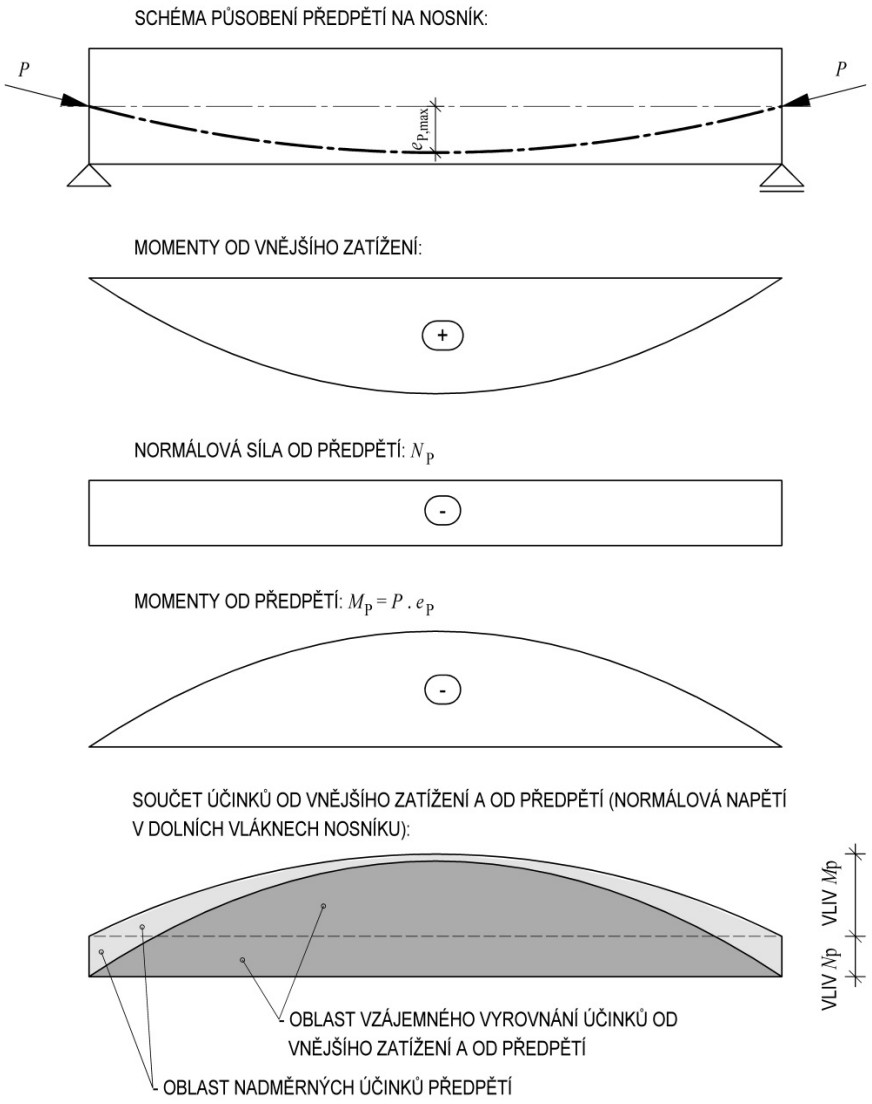
Obr. 3.11 Účinky vlastní tíhy, proměnného zatížení a předpětí přímým kabelem na prostém nosníku



Obr. 3.12 Účinky vlastní tíhy, proměnného zatížení a předpětí přímou výztuží s částečnou separací (prostý nosník)

Ve zde uvedených obrázcích je:

M_G ohybový moment od vlastní tíhy,
M_Q ohybový moment od proměnného zatížení,
N_P normálová síla od předpětí,
e_P excentricita předpínací výztuže vůči těžišti betonového průřezu,
M_P ohybový moment od předpětí,

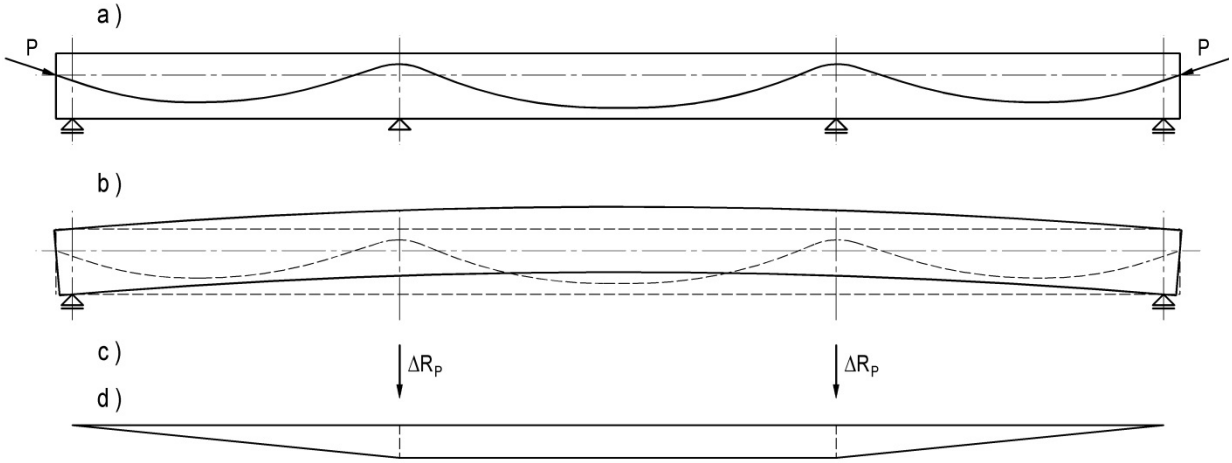


Obr. 3.13 Účinky vlastní tíhy, proměnného zatížení a předpětí zakřiveným kabelem na prostém nosníku

3.2.2 Staticky neurčité konstrukce

Poněkud složitější situace nastává z hlediska výpočtu účinků předpětí u **konstrukcí staticky neurčitých** – spojitých nosníků, rámů apod. Jako příklad je zde dále uveden spojitý nosník o třech polích podle ***Obr. 3.14a***. Pokud z této konstrukce vynecháním mezilehlých podpor vytvoříme prostý nosník, bude se vlivem předpětí deformovat obvykle podle ***Obr. 3.14b***. Takové deformaci však ve skutečnosti zabrání mezilehlé podpory, ve kterých vzniknou tzv. staticky neurčité reakce ΔR_P (***Obr. 3.14c***) a v důsledku jejich působení vznikne v konstrukci tzv. *staticky neurčitý moment od předpětí* ΔM_P (***Obr. 3.14d***). U staticky neurčité konstrukce tedy rozeznáváme následující složky ohybového momentu od předpětí:

- staticky určitý moment od předpětí … $M_{P,0} = N_P \cdot e_P$ (3.2)
- staticky neurčitý moment od předpětí … ΔM_P (3.3)
- celkový moment od předpětí … $M_P = M_{P,0} + \Delta M_P$. (3.4)



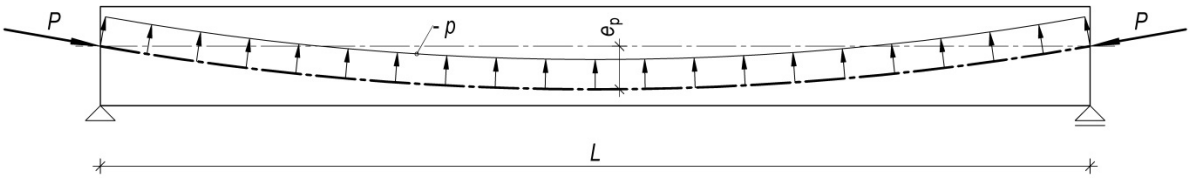
Obr. 3.14 Schéma vzniku staticky neurčitého momentu od předpětí: a) schéma nosníku a předpínací výztuže, b) deformace nosníku od předpětí při vypuštění mezilehlých podpor, c) staticky neurčité reakce od předpětí, d) staticky neurčitý moment od předpětí

U staticky neurčitých konstrukcí proto není možné použít tzv. *přímý postup* výpočtu účinků předpětí jako u staticky určitých konstrukcí (viz výše), ale je nutno použít jiný, tzv. *nepřímý postup* výpočtu. Ten vychází ze skutečnosti, že při napínání má předpínací výztuž snahu se napřímit; v tom jí však brání zakřivené nebo zalomené kabelové kanálky a v místech zalomení nebo zakřivení proto kabely působí na předpínanou konstrukci tzv. "*příčnými*" ("*vynášecími*") silami od předpětí, které v poli působí proti vnějšímu zatížení (***Obr. 3.15***). Nepřímý postup výpočtu je samozřejmě použitelný i pro staticky určité konstrukce, přímý postup u nich však bývá méně pracný.

V místech plynulého zakřivení kabelů působí spojité zatížení p (***Obr. 3.15***), které lze stanovit jako:

$p = P / R$, kde (3.5)

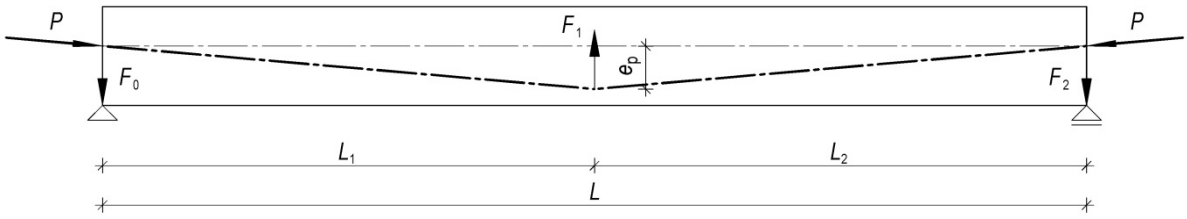
P je síla v předpínací výztuži (obvykle přibližně odpovídá i normálové síle od předpětí N_P),
R je poloměr zakřivení kabelu v daném bodě.



Obr. 3.15 Schéma příčných sil od předpětí působících na stěny zakřiveného kabelového kanálku

V místech zalomení kabelů (kterému odpovídá například změna směru volného kabelu v deviátoru) působí na konstrukci lokální příčné síly od předpětí (***Obr. 3.16***), které lze stanovit z rozkladu sil působících v daném bodě. Pokud budeme pro zjednodušení předpokládat konstantní normálovou sílu od předpětí po délce nosníku, bude pro příčné síly od předpětí platit:

$$F_0 = \frac{e_P}{L_1}.P \;\; , \;\; F_1 = (\frac{e_P}{L_1} + \frac{e_P}{L_2}).P \;\; , \;\; F_2 = \frac{e_P}{L_2}.P \qquad (3.6)$$



Obr. 3.16 Schéma vzniku lokálních sil působících v místě zalomení kabelu

Pro stanovení příčného zatížení od předpětí je možno použít také následující postup, který platí přesně u prostého nosníku předpjatého po celé délce zakřiveným kabelem ve tvaru paraboly druhého stupně, u ostatních konstrukcí platí přibližně (***Obr. 3.15***):

- ohybový moment od předpětí uprostřed rozpětí lze stanovit ze vztahu

$$M_P = N_P.e_P \quad , \qquad (3.7)$$

kde N_P je normálová síla od předpětí (v běžných případech bývá téměř rovna síle v předpínací výztuži P),

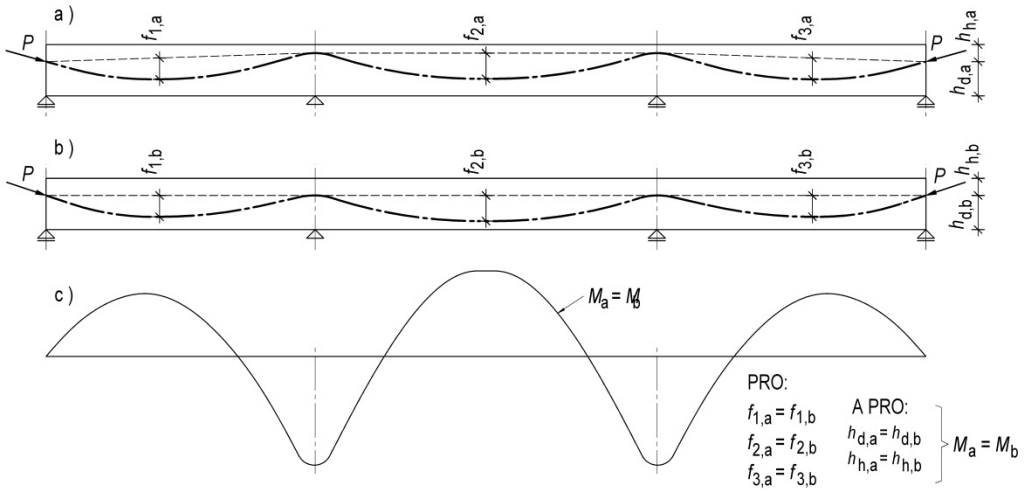
- současně je možno vyčíslit ohybový moment od předpětí ve stejném průřezu na základě příčných sil od předpětí jako

$$M_P = \frac{1}{8}.p.L^2 \quad . \qquad (3.8)$$

Pokud tyto vztahy sloučíme do jednoho, obdržíme:

$$\frac{1}{8}.p.L^2 = N_P.e_P \;\; \text{Þ} \;\; p = \frac{8.N_P.e_P}{L^2} \qquad (3.9)$$

Z uvedeného vztahu je zřejmé, že předpínací výztuž je z hlediska ohybového momentu tím účinnější, čím má větší excentricitu e_p vůči těžišti betonového průřezu (to platí přesně u staticky určitých konstrukcí; u staticky neurčitých konstrukcí je rozhodující celkové vzepětí kabelů f, viz např. ***Obr. 3.17***, které ale také na excentricitách vůči těžišti průřezu závisí). Této skutečnosti využívají například tzv. “extradosed“ konstrukce, u kterých je pro zvýšení účinnosti předpínací výztuž vyvedena až mimo průřez (nicméně výška pylonu a tím i úhel kabelů od mostovky je příliš malý na to, aby konstrukce mohla působit jako zavěšená), viz ***Obr. 3.5d)*** a ***Obr. 3.10***.



Obr. 3.17 Schéma celkových ohybových momentů od předpětí pro kabely, které mají stejnou polohu kotev a stejné vzepětí f_i v jednotlivých polích

Pro návrh předpjatých konstrukcí má rovněž význam skutečnost, že při předepnutí konstrukce kabely (podle ***Obr. 3.17***), které:

- jsou kotveny ve stejných koncových bodech a
- mají stejné vzepětí f_i,

se celkové ohybové momenty od předpětí vzájemně neliší.

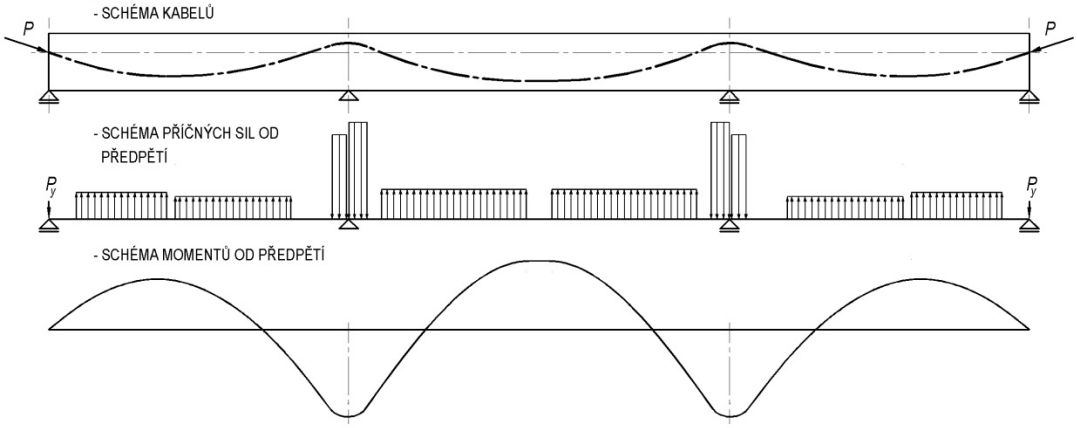
Příčnými silami od předpětí, stanovenými postupy uvedenými výše, se následně zatíží výpočetní model nosné konstrukce pro stanovení průběhu vnitřních sil.

Jak je zřejmé z uvedeného popisu vzniku příčných sil, předpínací výztuž nepřejímá pouze pasivně tahová napětí z betonu jako betonářská výztuž, ale sama vyvozuje zatížení, které aktivně přímo ovlivňuje rozdělení namáhání v celé konstrukci. Na ***Obr. 3.18***, ***3.19*** a ***3.20*** je znázorněn vliv změny excentricity předpínací výztuže na velikost příčných sil od předpětí i na průběh vnitřních sil a deformací vyvozených předpětím.

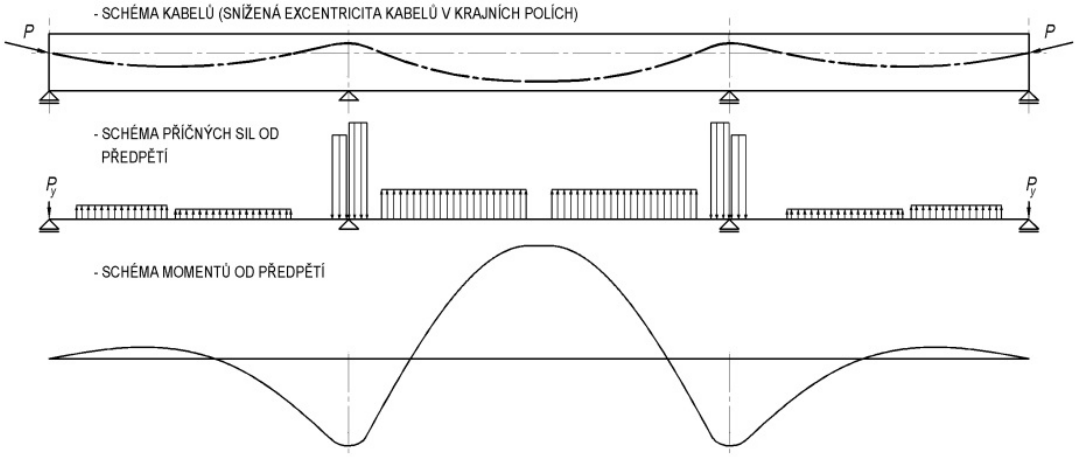
Na ***Obr. 3.18*** je znázorněn optimální návrh průběhu předpínací výztuže, kdy ohybové momenty od předpětí v jednotlivých polích jsou dokonale vyrovnány s účinky vnějšího zatížení i mezi sebou navzájem.

Na ***Obr. 3.19*** je znázorněn případ, kdy na konstrukci působí nadměrné účinky předpětí ve středním poli. Excentricita kabelů v krajních polích byla v tomto případě nadměrně snížena a proto v krajních polích poklesly také účinky předpětí (příčné síly od předpětí), které pak nejsou schopny vyrovnat účinky větších příčných sil od předpětí ve středním poli.

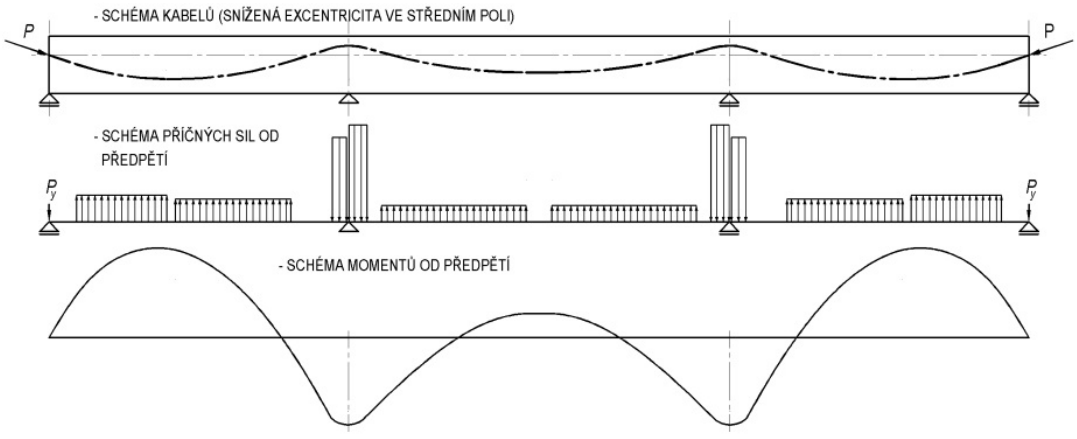
Na ***Obr. 3.20*** je znázorněn případ, kdy naopak na konstrukci působí nadměrné účinky předpětí v krajních polích, které nejsou vyrovnány dostatečnými účinky předpětí ve středním poli (excentricita ve středním poli byla nadměrně snížena).



Obr. 3.18 Optimální návrh předpínací výztuže



Obr. 3.19 Nadměrné účinky předpětí ve středním poli



Obr. 3.20 Nadměrné účinky předpětí v krajních polích

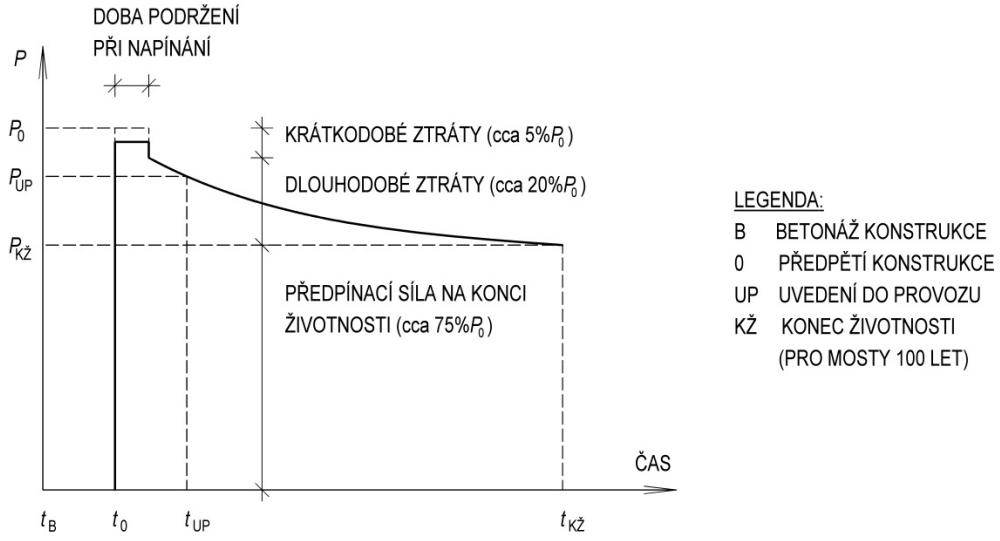
U správně navržené předpjaté konstrukce jsou potom dokonale vyrovnány účinky předpětí a účinky vnějšího zatížení. Rovněž z důvodu omezení dlouhodobého narůstání průhybů předpjatých konstrukcí se doporučuje, aby vynášecí síly od předpětí činily cca 80 – 90% účinků stálého zatížení působícího na konstrukci (zejména u konstrukcí velkého rozpětí).

3.2.3 Principy návrhu předpjatých konstrukcí

Předpětí bývá do konstrukce vnášeno obvykle několik dní po betonáži. U monolitických konstrukcí nejčastěji přibližně 5 dní po betonáži, ale v případě nutnosti i dříve – 3, i 2 dny po betonáži. Příliš oddalovat čas vnesení předpětí nebývá účelné, protože se tím zvyšuje nebezpečí vzniku trhlin od objemových změn betonu i od účinků případného sedání skruže, rovněž se tím prodlužuje doba výstavby. U prefabrikovaných konstrukcí bývá doba vnesení předpětí poměrně krátká, obvykle 1 až 2 dny po betonáži, aby bylo možno uvolnit formu pro výrobu dalšího prefabrikovaného prvku.

Maximální počáteční napětí, které je možno vnést do předpínací výztuže při napínání, je omezeno příslušnými návrhovými normami a požadavky použitého předpínacího systému; obvykle bývá omezeno na hodnotu cca 80% pevnosti předpínací výztuže. Současně je nutno posoudit i napětí v betonu v okamžiku vnesení předpětí – podle bývalé ČSN 73 6207 ([21], platné do roku 2010) se požadovalo, aby při vnesení předpětí beton dosáhl minimálně 80% krychlené pevnosti v tlaku. Podle ČSN EN 1992 ([5] a [6], tzv. “Eurokód“) se požaduje, aby napětí v betonu bylo menší než 45% aktuální pevnosti betonu v tlaku, maximálně 60% aktuální pevnosti betonu v tlaku (v rozmezí 45% až 60% pevnosti je nutno počítat složitějším způsobem dotvarování betonu a počítat s tzv. nelineárním dotvarováním).

Hodnotě předpínací síly, kterou vneseme do konstrukce, říkáme **počáteční předpínací síla** a odpovídajícímu napětí v předpínací výztuži **počáteční napětí**. Tato počáteční síla je v průběhu času snižována vlivem **ztrát předpětí**, které se dělí na ztráty krátkodobé (tj. ztráty do okamžiku zakotvení výztuže) a ztráty dlouhodobé (ztráty od okamžiku zakotvení výztuže do konce životnosti). Ztráty se částečně liší podle toho, jestli se jedná konstrukci předpjatou předem nebo dodatečně.



Obr. 3.21 Schéma průběhu ztrát předpětí v čase

U **dodatečně předpjatého betonu** je počáteční předpínací síla snižována následujícími ztrátami předpětí:

· krátkodobé ztráty -

- tření o stěny kabelového kanálku,
- ztráta pružným přetvořením betonu (resp. ztráta postupným napínáním),
- ztráta pokluzem v kotvě,
- ztráta relaxací předpínací výztuže v době do zakotvení,

· dlouhodobé ztráty -

- ztráta smršťováním betonu (do zkrácení konstrukce se zde započítává pouze ta část smrštění betonu, která proběhne až po zakotvení předpínací výztuže),
- ztráta dotvarováním betonu (oproti předem předpjatému betonu bývá snížená vlivem většího stáří betonu v okamžiku vnesení předpětí),
- ztráta relaxací předpínací výztuže (část, která proběhne po zakotvení).

U **předem předpjatého betonu** je počáteční předpínací síla snižována následujícími ztrátami předpětí:

· krátkodobé ztráty -

- tření o výrobní dráhu,
- ztráta pružným přetvořením betonu,
- ztráta pružným přetvořením výrobní dráhy,
- ztráta pokluzem v kotvě,
- ztráta z rozdílu teploty mezi předpínací výztuží a výrobní dráhou,
- ztráta relaxací předpínací výztuže v době do zakotvení,

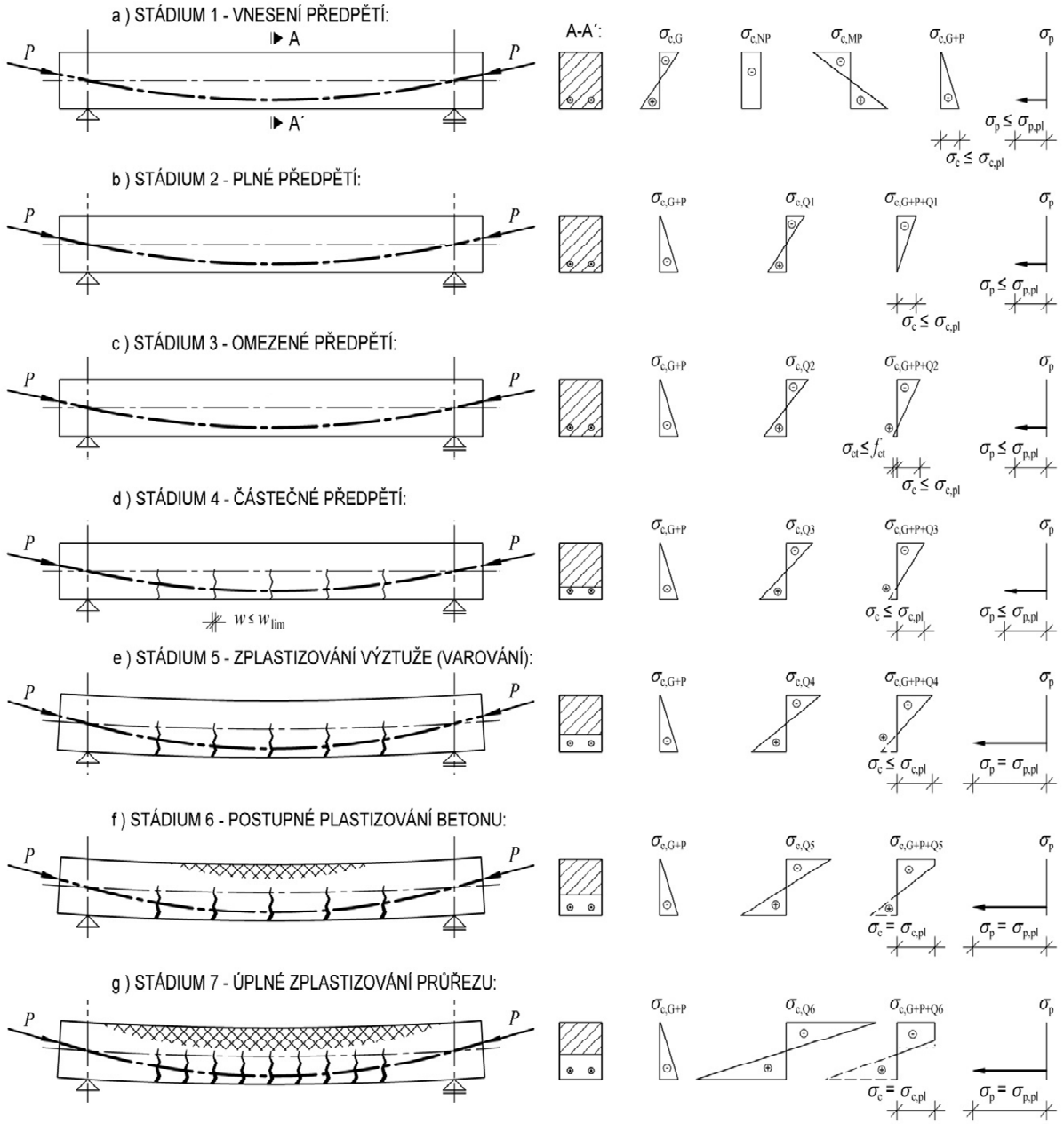
· dlouhodobé ztráty -

- ztráta smršťováním betonu (projeví se plná hodnota smrštění betonu od vyrobení prvku do konce životnosti),
- ztráta dotvarováním betonu (oproti dodatečně předpjatému betonu obvykle vyšší vlivem nižšího stáří betonu v okamžiku vnesení předpětí),
- ztráta relaxací předpínací výztuže v době po zakotvení.

Schéma průběhu ztrát předpínací síly je uvedeno na ***Obr. 3.21***. Pokud nedojde k výraznému poškození konstrukce, jsou dlouhodobé ztráty dány průběhem smršťování a dotvarování betonu a relaxací předpínací výztuže. Všechny tyto tři vlivy mají prakticky asymptotický průběh, tzn. jejich nárůst se v průběhu času zmenšuje a přibližuje se nekonečně dlouho asymptotě omezující maximální hodnotu těchto ztrát. Proto lze předpokládat, že v konstrukci nevykazující zjevné závady (široké trhliny, korozí zbarvená voda vytékající z konstrukce, výluhy pojiva apod.) pravděpodobně nedošlo k náhlému a mimořádnému poklesu předpínací síly.

Až dosud jsme se zabývali pružným působením konstrukce, tzn. stavem konstrukce za běžného provozu. Konstrukci je však nutno posoudit i na mezi únosnosti, tzn. z hlediska bezpečnosti při přetížení konstrukce vedoucímu až k jejímu zřícení.

Na ***Obr. 3.22*** jsou znázorněna **stádia působení předpjaté konstrukce** od vyrobení až po případné zřícení (tzv. mez únosnosti):



Obr. 3.22 Stádia působení předpjatého nosníku

- *stádium "1"* (***Obr. 3.22a***) představuje výrobu předpjatého nosníku, kdy na konstrukci působí její vlastní tíha a počáteční hodnota předpětí. V tažených vláknech (například v dolních vláknech uprostřed rozpětí prostého nosníku) musí být předpětím vytvořena tlaková rezerva pro pokrytí tahových napětí vyvozených vlastní tíhou konstrukce i dalšími druhy zatížení během provozu, na opačné straně průřezu by mělo být napětí přibližně nulové (příp. malé hodnoty tahových napětí, obvykle nepřesahující pevnost betonu v tahu),
- *stádium "2"* (***Obr. 3.22b***) představuje běžný provozní stav konstrukce, kdy vlivem proměnného (dříve "nahodilého") zatížení q je vyčerpána tlaková rezerva, ani v tažených vláknech však ještě nevznikla tahová napětí (jedná se

o tzv. “plné předpětí“ podle ČSN 73 6207 [21]). Stav, kdy tlaková rezerva byla vyčerpána přesně na hodnotu nulového napětí, se nazývá *dekomprese*,

- *stádium “3“* (***Obr. 3.22c***) nastává při dalším přitížení konstrukce, které způsobí, že tlaková rezerva je nejen vyčerpána, ale i mírně překročena, a v rozhodujícím průřezu vznikají malé hodnoty tahových napětí. Tato tahová napětí jsou však nižší než pevnost betonu v tahu a proto v konstrukci zatím nevznikají trhliny (tzv. “omezené předpětí“ podle ČSN 73 6207 [21]),
- ve *stádiu “4“* (***Obr. 3.22d***) dochází vlivem dalšího přitížení konstrukce nejen ke vzniku tahových napětí, ale i ke vzniku trhlin, jejichž šířku je nutno omezit na normou stanovené, maximálně přípustné hodnoty. Materiály v konstrukci však stále působí pružně (tzv. “částečné předpětí“ podle ČSN 73 6207 [21]),
- ve *stádiu “5“* (***Obr. 3.22e***) nastává již v důsledku dalšího přitížení zplastizování výztuže. Tato skutečnost vede k výraznému nárůstu průhybu konstrukce a šířky trhlin v betonu, čímž konstrukce “varuje“, že se blíží k mezi únosnosti. Je důležité, aby skutečně došlo ke zplastizování oceli dříve než ke zplastizování betonu, protože jinak konstrukce dostatečně nevaruje a ke zřícení dochází poměrně rychle a náhle,
- při dalším přitížení dochází ke zplastizování krajních (nejvíce namáhaných) tlačených vláken betonu. Pokud je zatížení dále zvyšováno, nedochází již k nárůstu maximálního napětí ani v betonu, ani ve výztuži (v obou materiálech je dosaženo plastického, tj. maximálního možného napětí), ale dochází k nárůstu průhybů, rozšiřování trhlin a především k postupnému zplastizování celé tlačené oblasti betonu (*stádium “6“*, ***Obr. 3.22f***). Ve chvíli, kdy je zplastizována výztuž i veškerý tlačený beton, vzniká v průřezu plastický kloub a únosnost průřezu je vyčerpána (*stádium “7“*, ***Obr. 3.22g***). U staticky určité konstrukce dochází ke zřícení, u staticky neurčité konstrukce může ještě dojít k přerozdělení namáhání do dalších průřezů, jejichž únosnost zatím vyčerpána nebyla. Ve chvíli, kdy je vyčerpána únosnost všech rozhodujících průřezů (“vytvoření mechanismu“), dochází ke zřícení i u staticky neurčité konstrukce.

V průběhu času byly pro navrhování konstrukcí z předpjatého betonu postupně zaváděny normy, založené na následujících **výpočetních teoriích** (teorie byly obvykle do norem zaváděny v pořadí, ve kterém jsou číslovány):

1. teorie dovolených namáhání (tzv. “klasická teorie“):

ověřuje především napětí v betonu a ve výztuži v provozním (pružném) stavu konstrukce, tzn. zabývá se stádiem 1 až 4 podle ***Obr. 3.22***. Základním cílem statického výpočtu je ověřit, že dosažené hodnoty napětí nepřesahují přípustné hodnoty, tzv. “dovolená namáhání“. Pracuje se s tzv. normovými hodnotami zatížení i vlastností materiálů, stanovenými obvykle na základě aritmetického průměru hodnot zjištěných zkouškami,

2. teorie stupňů bezpečnosti:

ověřuje mezní únosnost rozhodujících průřezů za předpokladu jejich plastického působení, tzn. zabývá se stádiem působení 7 podle ***Obr. 3.22***. Pracuje s normovými

hodnotami zatížení i vlastností materiálů, stanovenými obvykle na základě aritmetického průměru. Stupeň bezpečnosti je poměr mezi (například) momentem únosnosti (zde tzv. “mezním momentem“) a momentem vyvozeným vnějším zatížením a předpětím. Stupeň bezpečnosti musí dosahovat alespoň minimální požadované hodnoty (obvykle cca 2,0),

3. teorie mezních stavů:

Je založena na posouzení konstrukce ve stanovených, z nějakého důvodu kritických – tzn. mezních – stavech. Mezní stavy se obecně dělí do dvou základních skupin – na mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti.

Mezní stavy únosnosti zahrnují posouzení konstrukce na mezi únosnosti (při působení ohybu a normálové síly, smyku, kroucení atd.) založené obvykle na předpokladu plastického působení konstrukce, zabývají se tedy stádiem 7 podle ***Obr. 3.22***. Bezpečnost konstrukce není dána jedním společným faktorem (jako stupněm bezpečnosti), ale jednotlivým vlivům (vlastnosti jednotlivých materiálů, jednotlivé druhy zatížení) se přiřazují vlastní, tzv. dílčí, součinitele spolehlivosti stanovené na základě pravděpodobnosti dosažení nebo překročení jejich hodnot (proto se této teorii také někdy říká teorie dílčích součinitelů). Společné evropské normy pro navrhování stavebních konstrukcí (tzv. Eurokódy) navíc zavádějí také posouzení předpjatých konstrukcí na únavu (posouzení betonu, betonářské výztuže, předpínací výztuže).

Mezní stavy použitelnosti zahrnují například posouzení deformací, vzniku a šířky trhlin a také posouzení normálových napětí v provozním (pružném) stavu, které se v zásadě podobá posouzení napětí podle teorie dovolených namáhání (vstupní hodnoty vlastností materiálů jsou stanoveny jiným způsobem, obě posouzení se však zaměřují na ověření pružného působení konstrukce v provozním stavu – zabývají se tedy stádiem 1 až 4 podle ***Obr. 3.22***).

Vlastnosti materiálů jsou stanoveny s pomocí matematické statistiky a teorie pravděpodobnosti (na základě pravděpodobnosti vzniku poruchy). Pro ověření mezních stavů použitelnosti se vychází z *charakteristických* (podle dřívějšího názvosloví *normových*) hodnot zatížení i vlastností materiálů, které se obvykle stanoví jako tzv. 95-ti% kvantil (tzn. 95% vzorků musí vykazovat minimálně stejné vlastnosti – např. pevnost materiálu, a pouze 5% vzorků může vykazovat vlastnosti horší). Pro posouzení mezních stavů únosnosti se používají *návrhové* hodnoty, tzn. charakteristické hodnoty upravené pomocí součinitelů spolehlivosti.

Nezávisle na použité normě (a ačkoliv vstupní hodnoty vlastností materiálů jsou stanoveny jiným způsobem – na základě aritmetického průměru nebo na základě matematické statistiky) lze říci, že posouzení konstrukce v zásadě obsahuje **dvě základní hlediska ověření:**

- ověření pružného posouzení konstrukce v běžném provozním stavu (stádium 1, 2, 3 a 4): je předmětem ověření podle teorie dovolených namáhání, stejně jako ověření mezního stavu omezení napětí (ze skupiny mezních stavů použitelnosti),
- ověření meze únosnosti (tj. stavu konstrukce při přetížení těsně před zřícením), obvykle na základě předpokladu plastického působení konstrukce (stádium 7):

je předmětem ověření podle teorie stupňů bezpečnosti, stejně jako mezního stavu únosnosti.

V provozním stavu je nutno ověřit, že konstrukce se při působení předpokládaného zatížení chová pružně. Napětí v betonu i ve výztuži (předpínací, příp. i betonářské) jsou stanovena za předpokladu, že jejich hodnoty jsou přímo úměrné vzdálenosti posuzovaných vláken od neutrální osy ("trojúhelníkový" průběh normálových napětí).

Například podle normy ČSN EN 1992-2 "Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – navrhování a konstrukční zásady" ([6]) jsou normálová napětí (zjednodušeně řečeno od provozního zatížení) omezena následovně:

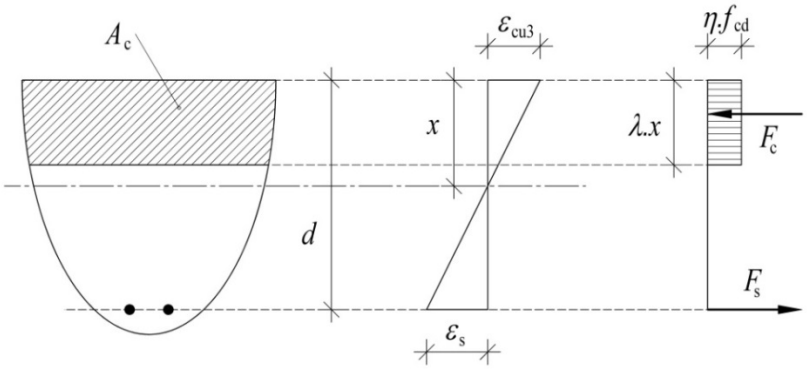
- beton v tlaku: 60% pevnosti betonu v tlaku,
- betonářská výztuž: 80% meze kluzu,
- předpínací výztuž: 75% pevnosti.

Z hlediska omezení normálového napětí betonu v tahu můžeme rozlišit několik případů (tzv. s*tupňů předpětí*) lišících se podle toho, jestli je tahové namáhání v konstrukci eliminováno předpětím zcela nebo pouze částečně. Tyto stupně předpětí mohou být v různých normách nazývány různě a mohou se i do určité míry lišit požadavky na ně kladené, v základním principu však lze rozlišit především následující tři případy (viz také ***Obr. 3.22***):

- předpětím je v konstrukci zcela vyloučeno tahové napětí, tzn. napětí je buď tlakové, nebo maximálně nulové (jedná se o tzv. "plné předpětí" podle ČSN 73 6207 [21]). Stav, kdy je tlaková rezerva vyčerpána a je právě dosaženo nulového napětí, se nazývá "dekomprese" – stádium 2 podle ***Obr. 3.22b***,
- i po vnesení předpětí v konstrukci vznikají tahová napětí, jejich hodnota je však nižší než pevnost betonu v tahu a proto v konstrukci nevznikají (významné) trhliny (tzv. "omezené předpětí" podle ČSN 73 6207 [21], kde se současně požadovalo, aby v konstrukci nevznikala tahová napětí při působení zatížení stálého a poloviny zatížení nahodilého) – stádium 3 podle ***Obr. 3.22c***,
- tahová napětí, která v konstrukci zůstávají i po vnesení předpětí, převyšují hodnotu pevnosti betonu v tahu a v konstrukci proto vznikají trhliny, jejichž šířka je však omezena a musí být výpočtem posouzena ("částečné předpětí" podle ČSN 73 6207 [21], kde se současně požadovalo, aby v konstrukci nevznikala tahová napětí při působení zatížení stálého) - stádium 4 podle ***Obr. 3.22d***.

Obecně lze konstatovat, že u konstrukcí namáhaných na únavu (jako například u železničních mostů) je vhodné volit vyšší stupeň předpětí (omezené, v případě potřeby i plné) a nepřipouštět podstatné rozevírání trhlin; pokud i maximálním hodnotám působícího vnějšího zatížení vzdoruje prakticky kompletní betonový průřez, účinky únavy se velmi podstatně snižují. Podle ČSN 73 6207 [21] se u mostů drážních komunikací nesmělo použít částečné předpětí; o vyloučení omezeného předpětí mohl u těchto mostů rozhodnout investor.

Při posouzení konstrukce na mezi únosnosti předpokládáme obvykle plné zplastizování rozhodujících průřezů, např. podle ČSN EN 1992 se obvykle uvažuje rozdělení napětí uvedené na ***Obr. 3.23***. Na základě předpokládaného rozdělení napětí na mezi únosnosti po průřezu se stanoví bezpečnost konstrukce proti dosažení meze únosnosti ("zřícení konstrukce při jejím přetížení") – například výpočtem a posouzením maximálního ohybového momentu, který na konstrukci může působit vůči maximálnímu momentu, kterému je plně zplastizovaný (tzn. maximálně využitý) průřez schopen vzdorovat.



Obr. 3.23 Předpoklad rozdělení napětí a poměrného přetvoření po průřezu na mezi únosnosti (dle [5])

Ve většině případů bývají konstrukce z předpjatého betonu navrhovány jako předpjaté pouze v podélném směru, zatímco v příčném směru obvykle působí jako železobetonové. Pokud je to však vhodné, je možno navrhnout předpětí i v příčném směru (tzv. **příčné předpětí**). Příkladem může být železniční estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze.

Kromě předpínací výztuže se v konstrukcích (i předpjatých) vyskytuje také **betonářská výztuž**.

Betonářská výztuž v konstrukcích z předpjatého betonu obvykle:

- přenáší účinky zatížení v příčném směru – kolmo na směr působící předpínací síly (např. výztuž mostovkové desky, smyková výztuž – třmínky, výztuž kotevních oblastí pro zachycení "štěpných" sil pod kotvami apod.),
- přispívá k celkové spolehlivosti předpjaté konstrukce v podélném směru na mezi únosnosti (pokud je příspěvek betonářské výztuže z tohoto hlediska nutný - většinou bývá možno vliv betonářské výztuže zanedbat, protože je dostačující samotná předpínací výztuž),
- zajišťuje přijatelné rozdělení trhlin (tj. sice větší množství, ale úzkých trhlin) od objemových změn betonu - smršťování a dotvarování betonu a od teplotních změn (včetně účinků nerovnoměrného smršťování a/nebo oteplení po tloušťce průřezu – viz kapitola ***2.1.5*** a ***4.2.1.3***), případně i od vnějších zatížení (pokud mohou tahová napětí a trhliny vzniknout – viz výše),
- zachycuje příčné tahové síly v kotevních oblastech,
- slouží ke smykovému spojení prefabrikovaných a monolitických částí spřažených konstrukcí,

- používá se k dalším účelům jako nenosná – konstrukční výztuž.

Lze říci, že lokální poškození malého počtu prutů příčné betonářské výztuže obvykle nezpůsobí okamžité snížení reálné spolehlivosti konstrukce, v každém případě je však nutné individuální posouzení situace a individuální rozhodnutí – viz též ***kapitola 6.5***.

Samostatným problémem je návrh **kotevní oblasti**. V předpjaté konstrukci je nutno navrhnout dostatečné množství příčné betonářské výztuže na zachycení příčných tahů pod kotvou, proti roztržení líce kotevního čela a na zachycení příčných tahů vznikajících v důsledku roznosu předpínací síly z jednotlivých kotev na celý průřez nosné konstrukce. Z obdobných principů vychází i návrh betonářské výztuže v blízkosti **ložisek** podporujících nosnou konstrukci (tzv. mřížky nebo spirály).

3.3 Železniční mosty z předpjatého betonu a vývoj norem pro jejich navrhování

(s využitím normových podkladů od doc. Ing. Vladislava Hrdouška, CSc.)

3.3.1 Konstrukční řešení železničních mostů z předpjatého betonu – úvod

Železniční mosty z předpjatého betonu musejí obecně splňovat všechny základní požadavky, které jsou kladeny na veškeré mostní konstrukce. K nim patří zejména.

- bezpečnost a spolehlivost, která je výrazem bezpečného a bezporuchového provozu objektu po dobu návrhové životnosti (při zajištění potřebné údržby),
- trvanlivost,
- přiměřenost (obvykle minimalizace) finančních nákladů. Měly by se však zohlednit nejen investiční náklady, ale také náklady na provoz a údržbu objektu i na jeho následné odstranění po uplynutí doby jeho životnosti,
- vhodné začlenění do okolního prostředí – ačkoliv má obvykle významnější vliv u konstrukcí pohledově exponovaných (například ve městech), mělo by být zohledněno u všech – alespoň větších - mostů. Estetika mostních objektů by však měla být zajištěna především vhodným řešením jejich vlastní konstrukce, bez přidávání samoúčelných ozdobných prvků.

Kromě výše uvedených obecných požadavků je při návrhu a realizaci železničních mostů nutno také zohlednit:

- převedení koleje po mostě a spolupůsobení koleje s nosnou konstrukcí,
- obvykle vyšší hodnoty zatížení oproti jiným mostním konstrukcím – zatížení stálého (především se jedná o značnou tíhu kolejového lože) i zatížení dopravou. V případě zatížení dopravou působí na železniční mosty jak značné hodnoty svislého zatížení, tak i (zejména u delších konstrukcí) vysoké hodnoty podélných – brzdných a rozjezdových – sil. Rovněž dynamické účinky a vliv únavy bývají u železničních mostů významnější než u jiných typů konstrukcí,
- rozdělení nosné konstrukce (o větším počtu polí) na dílčí dilatující délky z hlediska převedení bezstykové koleje,

- řešení dilatačních posunů nosné konstrukce (ukončení konstrukce) a jejího uložení,
- zvýšené nároky na tuhost konstrukcí, které vyplývají z potřeby zajistit neustále dokonalý kontakt mezi kolejnicemi a železničním vozidlem,
- většina v současné době realizovaných železničních mostů se buduje na již existujících tratích, přičemž zajištění objízdné trasy je mnohdy prakticky vyloučené a výluky provozu jsou značnou komplikací. Obdobné hledisko je nutno vzít v úvahu i pro zajištění následné údržby, oprav, rekonstrukcí a dalších budoucích přestaveb. Proto se pro železniční mosty často používají konstrukce, které je možno rychle a snadno realizovat a jejich nároky na údržbu jsou minimální.

Pro dispoziční řešení delších objektů má zásadní význam omezení dilatujících délek konstrukce ve vztahu k převedení bezstykové koleje. Maximální přípustná dilatující délka nosné konstrukce z tohoto hlediska závisí na materiálu nosné konstrukce (konstrukce betonové, ocelové, spřažené ocelobetonové), na materiálu pražců (betonové, ocelové, dřevěné), na způsobu uložení koleje (v kolejovém loži nebo přímé upevnění) a na typu kolejnice a pohybuje se okolo hodnoty přibližně 100 m (při uložení koleje v kolejovém loži; při přímém upevnění koleje je to cca 20 m). Podle daného případu je potom potřebné se hned v úvodu koncepčního návrhu mostu rozhodnout, zda je vhodnější převést po mostě bezstykovou kolej i za cenu vložení mezilehlých mostních dilatačních závěrů do nosné konstrukce a uložit ji na větší počet ložisek (nosnou konstrukci je možno tímto způsobem rozdělit na několik kratších spojitých nosníků, případně i na řadu samostatných prostě uložených polí), nebo zda je vhodnější navrhnout spojitou nosnou konstrukci mostu a do koleje vložit kolejnicová dilatační zařízení.

Návrh spojitých (případně rámových) konstrukcí je obecně vhodnější z hlediska údržby mostu. Při rozdělení na kratší úseky je možno jednak po mostě převést bezstykovou kolej i v případech, kdy by to již u jedné spojité konstrukce nebylo možné a rovněž se sníží podélné (brzdné a rozjezdové) síly působící na jedno pevné uložení. Řada prostých polí se často používala u konstrukcí z prefabrikovaných nosníků, které lze při tomto uspořádání rychle a snadno osadit. Aby se zmenšila hmotnost prefabrikátů, byly obvykle v každém poli a pod každou kolejí použity dva souběžné nosníky oddělené podélnou mezerou v ose nosné konstrukce (viz ***kapitola 3.3.5.2***). V zahraničí byly jako řada prostých nosníků realizovány i monolitické estakády s komorovým průřezem.

3.3.2 Převedení koleje po mostě

Z hlediska řešení koleje na mostních objektech můžeme rozeznávat následující případy:

- převedení koleje po mostě v kolejovém loži,
- přímé upevnění koleje k nosné konstrukci mostu,
- uložení koleje na pevnou jízdní dráhu

a

- kolej bezstykovou,
- kolej stykovanou,
- kolej s kolejnicovým dilatačním zařízením.

Obr. 3.24 Žlab kolejového lože na mostním objektu (most na přeložce trati Březno u Chomutova – Chomutov): po provedení systému vodotěsné izolace (vlevo) a po zaštěrkování mostu (vpravo)

Obvykle se i na mostech navrhuje kolej v kolejovém loži, možné je ale i tzv. přímé upevnění koleje k nosné konstrukci, nebo uložení koleje na pevnou jízdní dráhu.

Převedení koleje v kolejovém loži je relativně jednoduché a kolej má z hlediska jízdy železničních vozidel podobné vlastnosti jako mimo most. Ačkoliv toto řešení vyžaduje poměrně pravidelnou údržbu (čištění kolejového lože a úprava geometrické polohy koleje), tato údržba je relativně jednoduchá a provádí se obdobným způsobem jako na přilehlých úsecích trati mimo most. Pro převedení koleje je nutné na mostě vytvořit tzv. žlab kolejového lože předepsaných rozměrů (***Obr. 3.24***).

Přímé upevnění a pevná jízdní dráha se používá stále spíše výjimečně, v zahraničí však byly vyvinuty ucelené systémy, navrhované především z důvodu minimalizace provozní údržby. Pro přímé upevnění koleje k nosné konstrukci se používají speciální podkladnice, které jednak zajišťují přiměřenou tuhost uložení kolejnice, odpovídající tuhosti uložení koleje na zemním tělese mimo most, jednak umožňují poměrně rozsáhlou rektifikaci polohy kolejnice ve vodorovném i ve svislém směru. Příklad podkladnice pro přímé upevnění koleje je na ***Obr. 3.25***.

Obr. 3.25 Podkladnice pro přímé upevnění koleje (systém Vossloh) použité na příčných přepážkách pro uzavření kolejového lože nad opěrami estakády u České Třebové (viz též ***Obr. 3.33***)

V případě pevné jízdní dráhy se kolej připevní k průběžné železobetonové desce, uložené na nosné konstrukci. I u tohoto systému upevnění koleje je nutno upravit tuhost podepření pomocí vhodných konstrukčních prvků.

3.3.3 Uložení konstrukcí

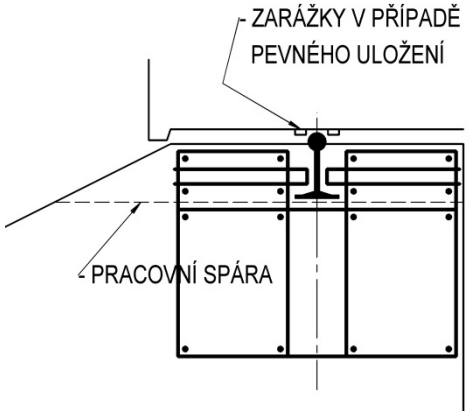
Nosné konstrukce železničních mostů lze uložit na podpěry v principu obdobným způsobem jako konstrukce jiných mostních objektů (např. pomocí různých typů ložisek), případně se používají (nebo v minulosti používaly) i jiné způsoby, které využívají snadno dostupný materiál (např. uložení na kolejnici), nebo jsou vhodné z hlediska rychlé a snadné montáže (obvykle) prefabrikovaných prvků (např. uložení na ozub). Z hlediska minimalizace údržby je vhodné hlavní nosnou konstrukci vetknout do podpěr a vytvořit konstrukce rámové (resp. integrované); toto řešení lze použít pro dilatující délku konstrukce zhruba 50 m (tzn. pro celkovou délku konstrukce cca 100 m, při umístění "pevného bodu" přibližně do poloviny).

1) Uložení na kolejnici

Při tomto způsobu uložení se do úložného prahu zabetonuje kolmo na podélnou osu mostu kolejnice, spodní líc nosné konstrukce se nad kolejnicí zesílí "opancéřováním" pomocí vodorovného zakotveného ocelového plechu. Na podpěře, na které je požadováno podélně pevné uložení, se k hornímu "opancéřování" přivaří ještě ocelové zarážky z každé strany úložné kolejnice. Jedná se o řešení konstrukčně jednoduché a levné, má však rovněž podstatné nevýhody:

- tření v uložení je poměrně značné, což vede ke vzniku větších hodnot podélných sil působících na nosnou konstrukci i na spodní stavbu,
- problematická izolace proti průchodu bludných proudů do nosné konstrukce. Z tohoto důvodu by v úložném prahu měla být vynechána kapsa, do které se osadí úložná kolejnice a následně se kapsa zalije elektricky izolujícím plastbetonem.

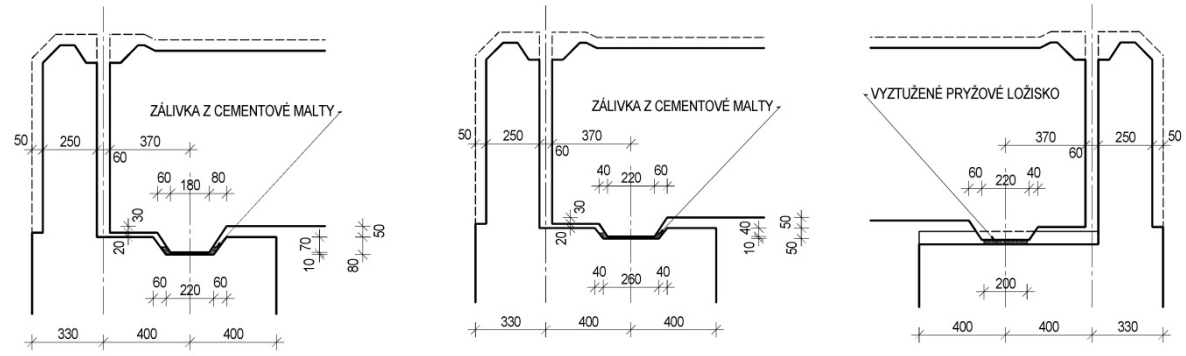
Z výše uvedených důvodů lze uložení na kolejnici použít pouze u kratších konstrukcí (do dilatující délky cca 10 m) a pro novostavby nelze tento způsob uložení doporučit (kromě zcela mimořádných případů).



Obr. 3.26 Schéma uložení nosné konstrukce na kolejnici

2) Uložení na ozub

V tomto případě se na dolním líci nosné konstrukce vytvoří železobetonový lichoběžníkový ozub, který se osadí do obdobně tvarované kapsy na povrchu úložného prahu. Z důvodu dokonalého kontaktu i elektrického odizolování nosné konstrukce od spodní stavby se prostor mezi povrchy kapsy a ozubu (cca10 – 20 mm) vyplní elektricky izolující zálivkou.



Obr. 3.27 Uložení nosné konstrukce na ozub (příklad pro nosník KDP): a) s rozpěrným účinkem, b) pevné ložení, c) posuvné uložení

Jedná se opět o řešení velmi jednoduché a levné. Konstrukce v tomto případě působí spíše jako rozepřená (nelze však počítat s tím, že ozub sám o sobě zajistí stabilitu podpěr!) a je proto vhodné spíše pro kratší konstrukce (do cca 10 - 20 m dilatující délky). Uložení nepůsobí staticky zcela čistě a jednoznačně (z hlediska podélných posunů není ani posuvné, ani spolehlivě pevné). Rovněž elektrické odizolování nosné konstrukce nemusí být dlouhodobě funkční, především z důvodu vlhkosti a znečištění v prostoru uložení.

3) Ocelová ložiska

Obr. 3.28 Ocelová ložiska posuvná (vlevo) a pevná (vpravo)

Ocelová ložiska lze navrhnout jako pevná i jako posuvná (“válečková“). Při správném návrhu a provedení umožňují tato ložiska poměrně spolehlivý způsob uložení nosné konstrukce. Uvedený typ ložisek neumožňuje příčné posuny a příčná pootočení,

protože však železniční mosty obvykle bývají relativně úzké, nebývá tato skutečnost podstatným problémem.

Z důvodu izolace proti průchodu bludných proudů do nosné konstrukce je nutno ložiska osadit do vrstvy elektricky izolujícího plastbetonu.

4) Elastomerová ložiska

Elastomerové ložisko tvoří elastomerový blok obdélníkového nebo kruhového půdorysu, který je pro zvýšení tuhosti vyztužen zavulkanizovanými ocelovými plechy. Ložisko v základním uspořádání umožňuje přenesení svislých reakcí, podélný a příčný posun a podélné a příčné pootočení. Posuny i pootočení jsou umožněny zkosením elastomerového bloku, proto pro větší posuny je nutná větší výška ložiska (resp. větší tzv. účinná výška, která je dána "čistou" výškou elastomeru po odečtení tloušťky výztužných plechů). Pro velké posuny je možné (spíše výjimečně) ložiska doplnit kluznou vrstvou, případně posuny v ložisku rektifikovat, nebo ložiska pro posuny přednastavit (rovněž výjimečně).

Obr. 3.29 Elastomerové ložisko zkosené vlivem vodorovného posunu konstrukce

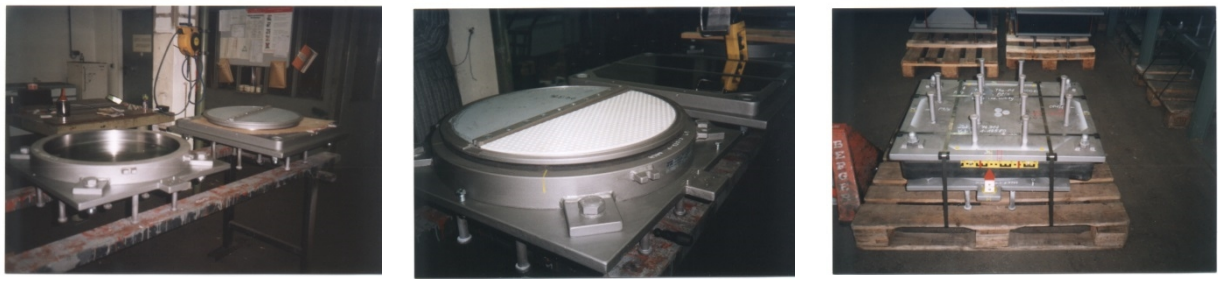
Elastomerová ložiska bývají obvykle doplněna horní a dolní ocelovou úložnou deskou, ke které mohou být přivařeny ocelové trny pro zakotvení do nosné konstrukce a do spodní stavby. Pokud nelze počítat s dostatečnou třecí silou mezi povrchem elastomerového bloku a ocelovou úložnou deskou, je možné mezi tyto dva prvky navrhnout smykové zarážky. V případě, že je nutno omezit posun v jednom nebo i v obou vodorovných směrech, doplní se ložisko ocelovou vodící konstrukcí. Ložiska se opět osazují do vrstvy elektricky izolujícího plastbetonu.

Typickou oblastí použití elastomerových ložisek jsou konstrukce o rozpětí polí cca 20 až 30 m.

5) Hrncová ložiska

Hrncové ložisko v principu tvoří ocelová nádoba ("hrnec") vyplněná elastomerem a uzavřená ocelovým víkem. Takto uspořádané ložisko je ložisko "pevné", tzn. přenáší

svislé, podélné i příčné síly (reakce) a umožňuje pootočení v podélném i v příčném směru.



a) b) c)

Obr. 3.30 Hrncové ložisko: a) rozložené (hrnec a víko s kluznou vrstvou), b) víko uložené na hrnec (na horní ploše víka je kluzná vrstva s vodící lištou pro jednosměrně posuvné ložisko), c) kompletní ložisko s kotevními trny na horní desce

Pokud je nutno umožnit v ložisku také posuny, doplní se nad ložisko kluzná vrstva, která se skládá z vrstvy teflonu a z leštěného nerezového plechu - v tomto uspořádání ložisko umožňuje posuny ve všech směrech. V případě, že je potřebné umožnit posuny pouze v jednom směru (“jednosměrně posuvné ložisko“), doplní se do kluzné vrstvy ještě vodící lišta ve směru posunu.

Existují i různé zvláštní úpravy hrncových ložisek, např. výškově rektifikovatelná ložiska, ložiska umožňující měření působící síly apod.

Hrncová ložiska se také osazují do vrstvy elektricky izolujícího plastbetonu. Hrncová ložiska se obvykle používají pro přenesení větších reakcí a posunů, tzn. pro objekty o rozpětí cca 20 m a více.

6) Přenesení podélných sil

Brzdné a rozjezdové síly působící na železniční mosty dosahují mnohem větších hodnot než u jiných mostních objektů. Jejich zachycení je možno provést následujícími způsoby:

- při rozdělení konstrukce na řadu prostých nosníků působí na každé (podélně) pevné uložení poměrně malá brzdná síla z relativně krátké délky konstrukce,
- u spojitých nosníků bývá obecně nejvhodnější umístit pevná ložiska přibližně doprostřed celkové délky nosné konstrukce. Při větší délce konstrukce a tím i větších brzdných a rozjezdových silách je možno umístit pevná ložiska na dva, případně i více vnitřních pilířů. Spodní stavba i nosná konstrukce jsou pak namáhány v důsledku objemových a teplotních změn, ale brzdná síla a při vhodném řešení i celková síla na jeden pilíř se sníží. Je možno použít i speciálně zesílený střední pilíř s pevným uložením, například ve tvaru obráceného písmene “V“ (ve směru podélné osy mostu),
- u dlouhých spojitých konstrukcí se pevné uložení umístí na jednu z koncových opěr, které je možno pro přenos velkých podélných sil navrhnout lépe než poměrně štíhlé pilíře. Do opěry se nosná konstrukce přikotví předpínací výztuží nebo podélným ocelovým prvkem,

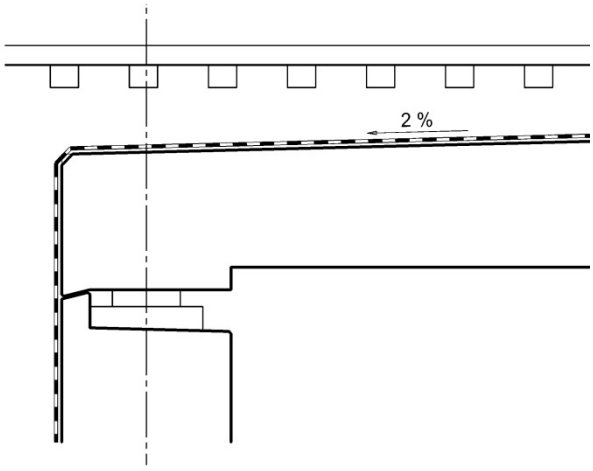
- je možno použít i speciální “tlumiče“, které nekladou odpor pomalým posunům a nepřenášejí pomalu vnášené síly (například posuny a síly z tření v ložiskách v důsledku teplotních změn, pro které se použijí standardní pevná ložiska), ale zachytí krátkodobě působící síly, například brzdné nebo seismické. Pevná ložiska se pak umístí například na pilíři uprostřed délky konstrukce, tlumiče na koncových opěrách. Podélné síly se potom na jednotlivé podpěry rozdělí v poměru jejich tuhosti.

3.3.4 Ukončení konstrukcí

Podle dilatující délky je možno použít v principu tři způsoby ukončení hlavní nosné konstrukce:

- ukončení s ozubem přes koncovou podpěru,
- ukončení s mostním dilatačním závěrem,
- ukončení s příčnými přepážkami a vzduchovou mezerou.

1) Ukončení s ozubem přes koncovou podpěru



Obr. 3.31 Schéma ukončení nosné konstrukce s ozubem

Tento způsob ukončení hlavní nosné konstrukce lze použít pro dilatující délky max. cca 20 m. Konstrukce je opatřena přesahem až za rub koncové podpěry a zde je ukončena sníženým ozubem tak, aby voda z povrchu nosné konstrukce nemohla zatékat na úložný práh.

2) Ukončení s mostním dilatačním závěrem

Pro dilatující délky cca 20 – 100 m je vhodné použít řešení s mostním dilatačním závěrem. V tomto případě je koncová podpěra opatřena závěrnou zídkou a mezera mezi závěrnou zídkou a čelem nosné konstrukce se překryje mostním dilatačním závěrem. Lze použít závěry obvyklých typů, používané i pro mosty pozemních komunikací – především kobercové a lamelové. U mostů s průběžným kolejovým ložem je nutno tyto závěry opatřit horní krycí deskou, aby do mezer v závěru nezapadla zrna štěrku, která by mohla bránit správné funkci mostního závěru. Krycí desky je

možno vyrobit z oceli, z důvodu elektrické izolace nosné konstrukce od spodní stavby je však výhodnější použít vhodný plast.

Obr. 3.32 Ukončení nosné konstrukce mostním dilatačním závěrem (na vodorovné části závěru je již osazena krycí deska proti zapadávání zrn štěrku do mezer v mostním závěru)

Přes mostní dilatační závěr je obecně možno převést bezstykovou kolej, pokud tomu nebrání jiné předpisy (např. v souvislosti s maximální přípustnou dilatující délkou).

3) Ukončení s příčnými přepážkami a vzduchovou mezerou

a)

b)

Obr. 3.33 Ukončení nosné konstrukce příčnými přepážkami: a) přepážky před zaštěrkováním mostu a zřízením koleje, b) po zřízení koleje (estakáda u České Třebové)

Při dilatující délce cca 100 m a více by již docházelo vlivem dilatačních posunů nosné konstrukce k ředění a zahušťování průběžného kolejového lože nad koncovými podpěrami. Proto by zde mělo být kolejové lože přerušeno příčnými přepážkami tak, aby k posunům docházelo ve vzduchové mezeře. Přepážky jsou kotveny do čela

nosné konstrukce i do závěrné zídky a mohou být buď ocelové, nebo betonové. V případě, že jsou přepážky betonové, bývají do jejich horního povrchu kotveny speciální podkladnice pro připevnění kolejnic. Používají se podkladnice pro přímé upevnění koleje do nosné konstrukce a umožňují poměrně značnou rektifikaci polohy koleje ve svislém i ve vodorovném směru. Současně mají takovou tuhost, aby působení kolejnic uložených na tyto podkladnice bylo obdobné jako u kolejnic uložených na pražce ve štěrkovém loži. V případě ocelových přepážek jsou kolejnice uloženy na pražcích; poslední pražec je v bezprostřední blízkosti přepážky (aby byly splněny požadavky na maximální přípustnou osovou vzdálenost mezi pražci) a prostor mezi tímto pražcem a přepážkou, kde není možno použít vyplnění štěrkovým ložem (z důvodu malé šířky mezery), se opatří pryžovou matrací. Při extrémně velkých podélných posunech lze kolejnice ještě podepřít i v mezeře mezi přepážkami pomocí speciálního nůžkového mechanismu.

3.3.5 Nosné konstrukce železničních mostů z předpjatého betonu a technologie jejich výstavby

3.3.5.1 Prefabrikované konstrukce - úvod

Betonové nosné konstrukce mostních objektů (včetně železničních mostů) je možno realizovat jako prefabrikované nebo monolitické. Prefabrikované konstrukce se sestavují z částí, vybetonovaných ve výrobně (prefě), která může být buď stálá, nebo případně staveništní (tzv. ambulantní). Následně jsou prefabrikáty dopraveny na místo určení a tam osazeny (namontovány). Hlavní výhody prefabrikovaných konstrukcí vyplývají z přesunu podstatné části výrobního procesu do výrobny a patří k nim tedy:

- zvýšení kvality výroby (vyšší přesnost výroby, obvykle možnost použití vyšších tříd betonu apod.),
- odstranění podstatné části tzv. “mokrého procesu“ ze staveniště – tzn. menší závislost na počasí,
- zrychlení výstavby.

K nevýhodám prefabrikovaných konstrukcí patří:

- potřeba zřízení výrobny,
- přeprava rozměrných a těžkých prefabrikátů,
- větší množství spár v konstrukci.

Předpjaté prefabrikované konstrukce lze dále rozdělit na tzv. konstrukce dělené příčně (konstrukce segmentové) a konstrukce dělené podélně (tj. konstrukce z prefabrikovaných nosníků). Segmentové konstrukce pro železniční mosty zatím nebyly v ČR použity (dosud jedinými takovými mosty v bývalém Československu jsou mosty v Margecanech a v Jalovcích), proto je zde uveden především popis konstrukcí z prefabrikovaných nosníků.

Prefabrikované nosníky je možno vyrábět jako předem předpjaté i jako dodatečně předpjaté. Existují i případy kombinace předpětí tak, že ve výrobně jsou nosníky předpjaté předem a následně je doplněno ještě předpětí dodatečné (pro jednotlivé nosníky, nebo i jako kabely spojitosti navržené pro spojení samostatných prefabrikovaných nosníků do spojité konstrukce) – viz ***Obr. 3.34***.

Obr. 3.34 Kombinované předpětí (předem a dodatečně) prefabrikovaných nosníků (Považská Bystrica – Slovensko)

Nevýhodou předem předpjatého betonu je především potřeba poměrně nákladného výrobního zařízení, výhodou je rychlejší výroba (odpadá injektáž kabelových kanálků) a vysoká spolehlivost ochrany předpínací výztuže proti korozi (přepínací výztuž je obalena přímo betonem prefabrikovaného nosníku). U nosníků předpjatých dodatečně je nutné po vnesení předpětí ještě zainjektovat kabelové kanálky, čímž se poněkud prodlužuje jejich výroba. Injektáž je nutno provést naprosto dokonale, aby byla zajištěna trvanlivost předpjaté konstrukce.

Výhodou dodatečně předpjatých nosníků je také možnost rozdělit delší nosníky na kratší části příčnými spárami a jednotlivé části složit a sepnout přepínací výztuží až na stavbě. Spáry je nejvhodnější vyrobit jako kontaktní a vyplnit je epoxidovým tmelem, ale zejména v minulosti byly spáry vyplňované i betonem. Podle průzkumů provedených na realizovaných konstrukcích lze říci, beton v dobetonávkách mívá horší kvalitu než beton prefabrikovaných nosníků a spáry bývají nejslabším místem z hlediska trvanlivosti celého nosníku i z hlediska ochrany přepínací výztuže proti korozi (viz [155]).

U dřívějších typů nosníků byly konstrukce železničních mostů obvykle řešeny tak, že v každém poli a pod každou kolejí byly osazeny dva souběžné nosníky oddělené podélnou mezerou v ose koleje. Tímto způsobem byly možno zmenšit hmotnost montovaných prefabrikátů a současně maximálně zjednodušit a urychlit montáž nosné konstrukce. U současných typů konstrukcí bývá v příčném řezu několik nosníků (nejčastěji s průřezem tvaru T nebo I), které jsou navzájem propojeny monolitickou železobetonovou deskou. Deska se používá z důvodu dokonalejšího roznosu zatížení na jednotlivé nosníky a pro vytvoření dokonalého podkladu pod systém vodotěsné izolace (např. u nosníků T-93, MK-T, Petra).

Nosníky bývají do konstrukce osazovány obvykle pomocí různých typů jeřábů (silničních nebo kolejových), pro rozsáhlejší objekty existují i speciální zavážecí zařízení. Jednotlivé prefabrikované nosníky je možno osadit buď všechny na samostatná ložiska (tzn. pod každým nosníkem je ložisko), nebo konce nosníků

zabetonovat do monolitických železobetonových příčníků a každý příčník potom uložit obvykle pouze na dvě ložiska. Obdobným způsobem je možno nosníky zmonolitnit i v podélném směru do spojitých konstrukcí. K přenesení záporných ohybových momentů nad mezilehlými pilíři lze pak použít zesílenou betonářskou výztuž ve spřažené železobetonové desce, nebo jsou konstrukce ještě dodatečně předepnuty kabely spojitosti osazenými do vynechaných kabelových kanálků. Nevýhodou je poněkud složitější návrh a výstavba objektu, výhodou je však zjednodušená údržba v důsledku výrazného omezení počtu ložisek a mostních závěrů v mostní konstrukci.

3.3.5.2 Prefabrikované konstrukce – přehled typů prefabrikovaných nosníků
(částečně s využitím podkladů od Ing. Renaty Dlouhé)

Na následujících stranách je uveden přehled prefabrikovaných nosníků z předpjatého betonu používaných na železničních mostech v České republice a v bývalém Československu.

Nosníky T (podle [115], [128], [129])

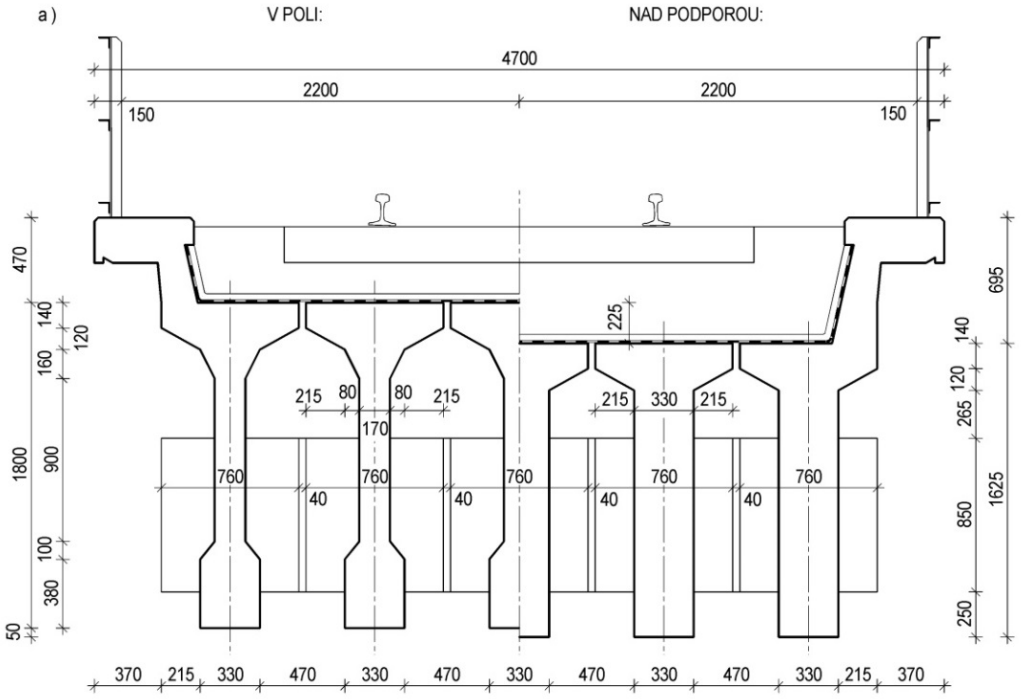
Popis: v příčném řezu se pod jednou kolejí nacházelo 5 – 7 nosníků. Nosníky byly vyrobeny z betonu zn. 600 (C45/55) a byly dodatečně předpjaté kabely z 12øP4,5 z nepopouštěného patentovaného drátu, napínanými na počáteční napětí 1200 MPa. Betonářská výztuž byla z oceli Roxor.

Nosníky obsahovaly i části příčníků, kterými se po osazení provlékly kabely z patentovaných drátů a konstrukce byla předepnuta i příčně. Nosníky byly poprvé použity u mostu přes Křižíkovu ulici v Praze (první železniční most z předpjatého betonu v bývalém Československu) v rámci náhrady vybraných kleneb Negrelliho viaduktu v roce 1954. Nosníky se vyráběly pro rozpětí 22,50 m a 25,00 m. V obou případech byla skladebná šířka nosníků 0,80 m a konstrukční výška 1,625 až 1,800 m (z důvodu podélného střechovitého sklonu). V rámci vývoje nosníků byla provedena i statická zatěžovací zkouška až do porušení a zkouška při namáhání na únavu. Prefabrikáty byly následně použity i pro několik dalších mostů (viz ***Obr. 3.35*** a ***3.36***).

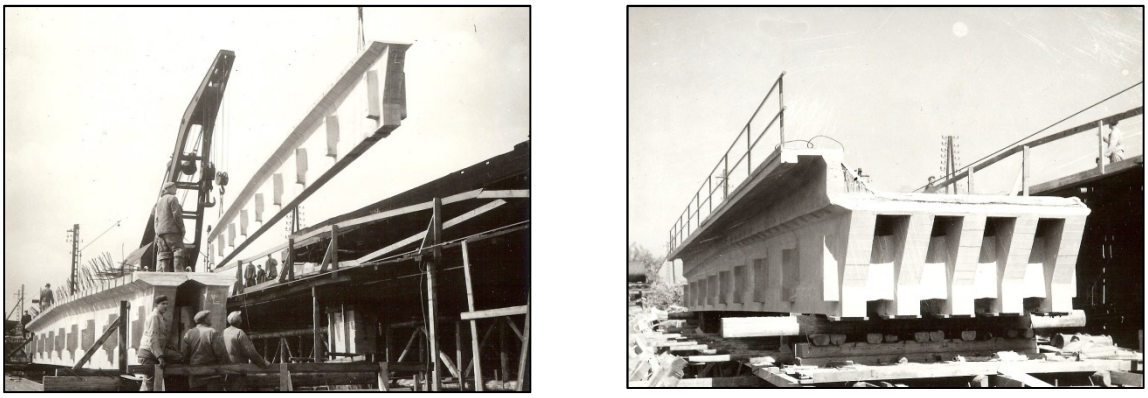
Pro omezení pracnosti na stavbě byly následně vyvinuty konstrukce, které pod každou kolejí tvořily dva komorové nosníky, vzájemně nespojené. Prefabrikáty tohoto typu byly použity například pro most v Bdeněvsi (viz ***Obr. 3.37***).

Podle [129] byly přibližně ve stejné době vyvinuty také následující typy prefabrikátů pro železniční mosty:

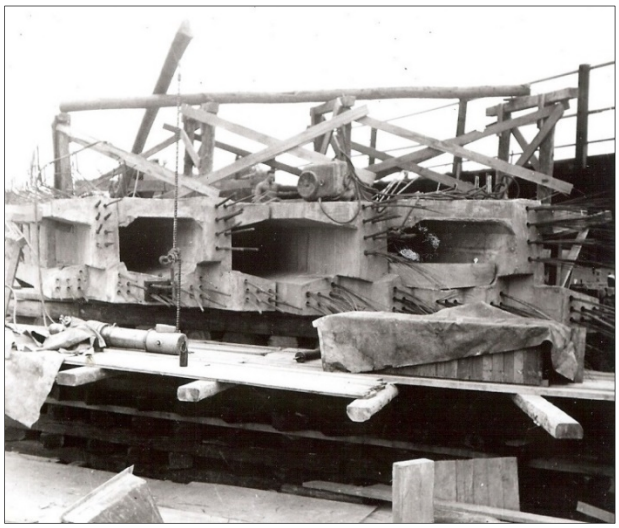
- pro rozpětí 9,00 až 15,30 m konstrukce tvořené pod každou kolejí dvěma samostatnými nosníky obdélníkového průřezu šířky 2,13 m, které byly vylehčeny kruhovými dutinami průměru 0,20 až 0,30 m. Nosníky byly z betonu zn. 600 (C45/55) a byly předepnuty kabely z 12, popř. 18 drátů øP4,5. Chodníkové konzoly byly vybetonovány dodatečně,
- pro rozpětí 10,00 až 12,50 m konstrukce ze dvou komorových (skříňových) nosníků pod každou kolejí,
- pro rozpětí 15,00 až 17,50 m konstrukce ze dvou dvoutrámových nosníků pod každou kolejí.



Obr. 3.35 Most z nosníků tvaru T – příčný řez



Obr. 3.36 Most z nosníků tvaru T v Pečkách – osazování nosníků a sestavený rošt



Obr. 3.37 Most v Bdeněvsi

Nosníky KDP (podle [129])

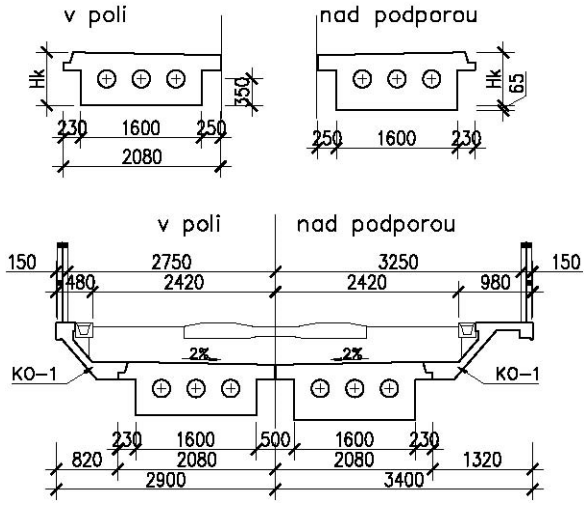
a) nosníky pro rozpětí 4,80 až 10,50 m

Popis

Typizované předpjaté deskové nosníky z betonu zn. 500 (C35/45), s vylehčujícími podélnými otvory kruhového průřezu ø 0,20 až 0,35 m.
Prvky délky 4,80 až 9,00 m byly předem předpjaté vložkami spletenými ze tří patentovaných drátů øP3 mm jakosti 1750/1400.
Prvky délky 9,00 až 10,50 m byly dodatečně předpjaté kabely z 12øP7 mm jakosti 140/100. V obou případech byla skladebná šířka nosníků 2,10 m a konstrukční výška 0,70 m. Hmotnost prefabrikátu o délce 9,00 m byla 20,5 t, hmotnost prefabrikátu o délce 10,50 m byla 24,0 t.

Použití

Typická konstrukce byla tvořena dvěma deskovými nosníky KDP, navzájem nespojenými. Na boky konstrukce byly šroubovým spojem připojeny prefabrikované železobetonové konzoly z betonu zn. 250 (C16/20) – KO1 v širé trati, resp. KO2 ve stanici. Kolejové lože mělo minimální výšku 0,50 m, most byl odvodněn dostředným sklonem 2%. Izolace na mostě byly chráněny cementovou mazaninou se sítí. Voda byla odváděna k opěrám (pomocí podvěšeného žlabu).



Obr. 3.38 Příčný řez předpjatým deskovým nosníkem KDP 9, KDP 10,5 a typický řez mostu z nosníků KDP

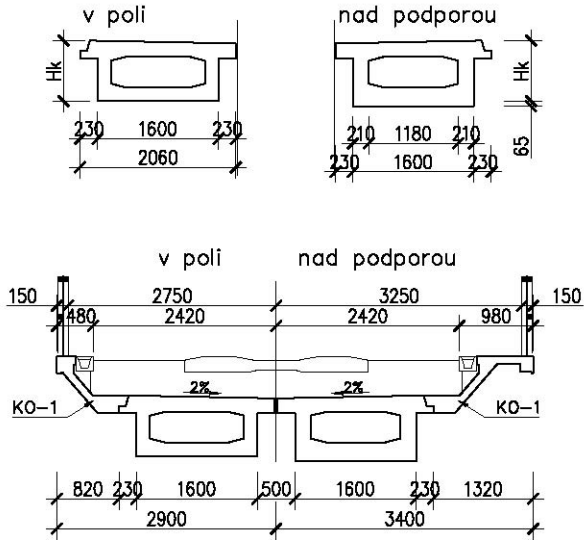
b) nosníky pro rozpětí 12,0 a 15,0 m

Popis

Typizované předpjaté komorové nosníky z betonu zn. 500 (C35/45), vylehčené profilovaným otvorem. Prvky byly dodatečně předpjaté kabely z patentovaného drátu (12 ø P7mm) vedenými ve spodní přírubě nosníku a ve stojinách.
Skladebná šířka byla v obou případech 2,10 m, konstrukční výška nosníků KDP 12 byla 0,80 m, konstrukční výška nosníků KDP 15 byla 1,00 m. Nosníky mohly být vyrobeny vcelku nebo mohly být podélně sepnuty ze tří dílů. Hmotnost prefabrikátu o délce 12,00 m byla 26,0 t, hmotnost prefabrikátu o délce 15,00 m byla 37,2 t.

Použití

Typická konstrukce byla tvořena dvěma komorovými nosníky, navzájem nespojenými. Na boky konstrukce byly šroubovým spojem připojeny prefabrikované železobetonové konzoly KO1 nebo KO2 z betonu zn. 250 (C16/20). Kolejové lože mělo minimální výšku 0,50 m, most byl odvodněn dostředným sklonem 2%. Izolace na mostě byly chráněny cementovou mazaninou se sítí. Voda byla odváděna k opěrám podvěšeným žlabem.



Obr. 3.39 Příčný řez předpjatým nosníkem KDP 12, KDP 15 a typický řez mostu z nosníků KDP

Nosníky KT

a) Nosníky pro rozpětí 18,0 – 21,0 – 24,0 m (podle [129])

Popis

Typizované předpjaté komorové nosníky z betonu zn. 500 (C35/45), vylehčené profilovaným otvorem. Nosníky byly normálně skládány (sepnuty) ze tří dílů, případně i z většího počtu menších dílů. Spojení dílů mohlo být provedeno ve výrobně i na staveništi, spáry byly před tím vyplněny betonem zn. 400. K předepnutí byly použity kabely z 22 až 24 ø P7 mm patentovaného drátu (počty drátů byly různé pro trať v přímé a v oblouku). Pro všechna rozpětí je jediným proměnným rozměrem výška prvku, která u nosníků KT18 byla 1,15 m, u nosníků KT21 byla 1,35 m a u nosníků KT24 byla 1,55 m. Hmotnost nosníku pro uvedená rozpětí byla 54,9 t, 70,8 t, resp. 90,5 t.
Pro konstrukce délky 18,00 m existovalo ještě alternativní řešení označené jako KT1-18, u kterého byl použit pouze jeden prvek pod jednou kolejí. Volba, zda bude použita konstrukce s jedním nebo s dvěma nosníky pod kolejí, závisela na výrobním, dopravním a montážním zařízení, které bylo k dispozici.

Použití

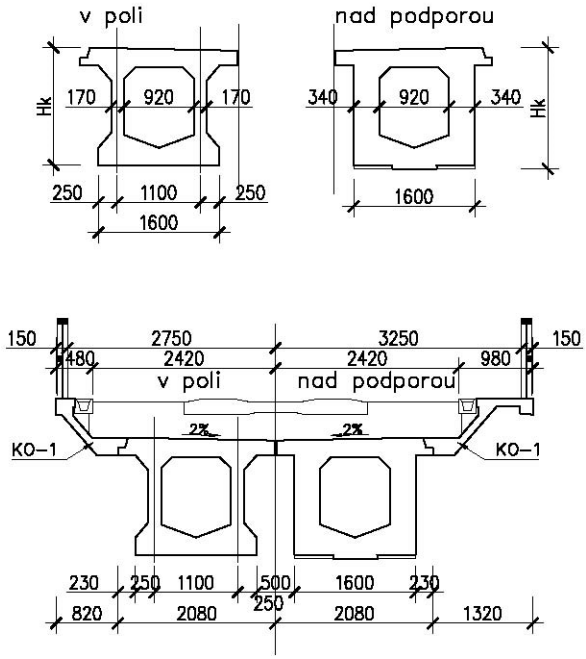
Typická konstrukce byla tvořena dvěma komorovými nosníky, navzájem nespojenými. Na boky konstrukce byly šroubovým spojem připojeny prefabrikované

železobetonové konzoly KO1 nebo KO2 z betonu zn. 250 (C16/20). Kolejové lože mělo minimální výšku 0,5 m, most byl odvodněn dostředným sklonem 2%. Izolace na mostě byly chráněny cementovou mazaninou se sítí. Voda byla odváděna k opěrám.

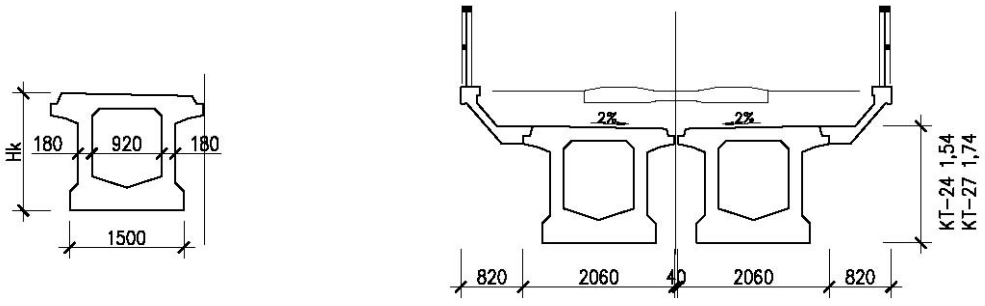
b) Nosníky pro rozpětí 24,0 a 27,0 m (podle [112])

Tyto nosníky jsou atypické, ve standardním typovém podkladu jsou uvedeny pouze nosníky do rozpětí 24,0 m. Nosníky byly určeny pro jednokolejné a vícekolejné mosty pro širou trať, posunovací obvod a staniční obvod. Nosníky byly vyráběny ze 3 dílů a kompletovány na stavbě. Pro předepnutí prvků bylo použito patentového drátu ø P7 mm. Výška průřezu u nosníků KT24 byla 1,54 m a u nosníků KT27 byla 1,74 m. Hmotnost jednoho nosníku byla 90,4 t, resp. 110,0 t.

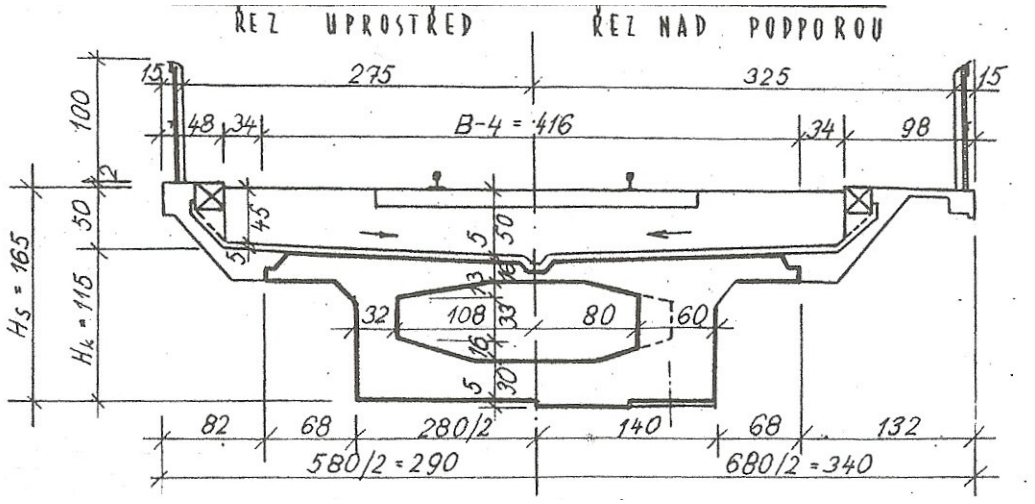
V roce 1985 byl tento typ nosníku již neplatný, pro jeho uplatnění v projektech bylo nutno získat souhlas FMD.



Obr. 3.40 Příčný řez předpjatým nosníkem KT 18, KT 21, KT 24 a typický řez mostu z nosníků KT



Obr. 3.41 Příčný řez předpjatým deskovým nosníkem KT 24, KDP 27 a typický řez mostu z nosníků KT



Obr. 3.42 Schéma nosné konstrukce mostu z nosníku KT1-18

<u>Nosníky PSKT a PKT</u> (podle [128])

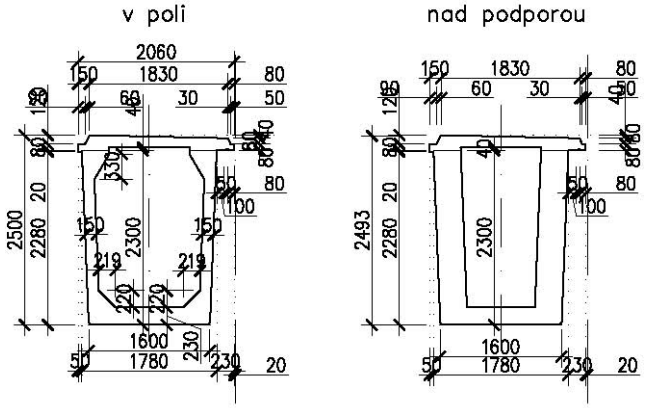
Popis

Nosníky PSKT (předpjaté spřažené komorové trámy) jsou betonové konstrukce, vytvořené spřažením předem předpjatého korýtkového nosníku s horní monolitickou železobetonovou deskou. Spodní část nosníku je vyrobena z betonu zn. 500 (C35/45) a předem předepnuta dvojlanovými jednotkami 2 x L_p 15,5 mm. Dodatečně – ještě ve výrobně – byla vybetonovaná horní spřažená deska s povrchem v příčném sklonu 2%. U nejdelších nosníků dl. 33,00 m byla z důvodu úspory hmotnosti vybetonována ve výrobně pouze střední část desky v délce 18,00 m, zbývající část desky byla vybetonována až po osazení nosníků.

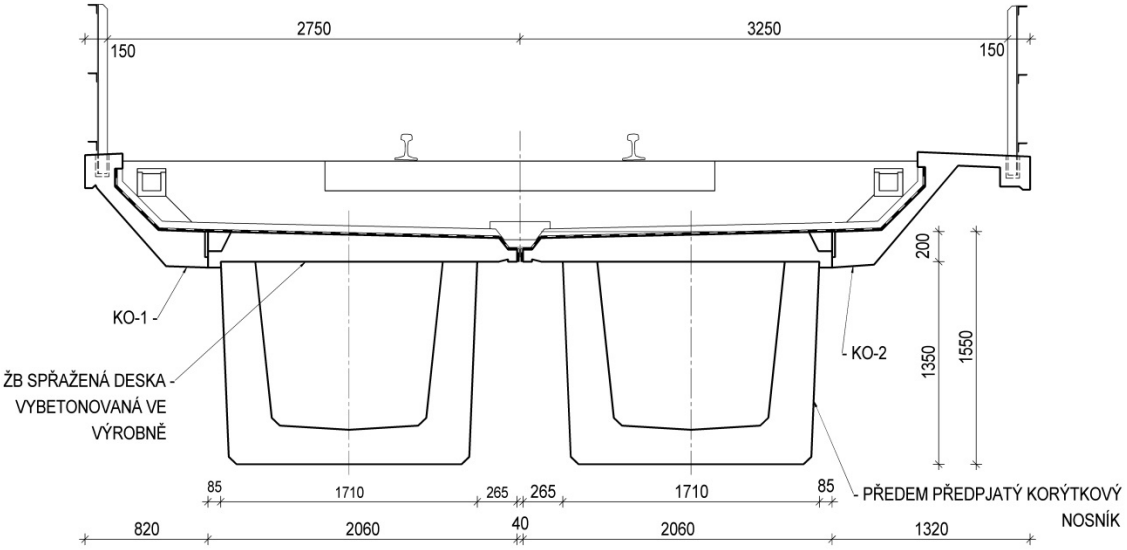
Pro délky 13,5 a 15,5 m existovaly nosníky **PKT** s deskovým průřezem vylehčeným dvěma kruhovými otvory o průměru 0,48 m.

Použití

Pod jednou kolejí se použily dva vzájemně nepropojené nosníky.



Obr. 3.43a Příčný řez předpjatým nosníkem PSKT



Obr. 3.43b Typický příčný řez mostu z nosníků PSKT

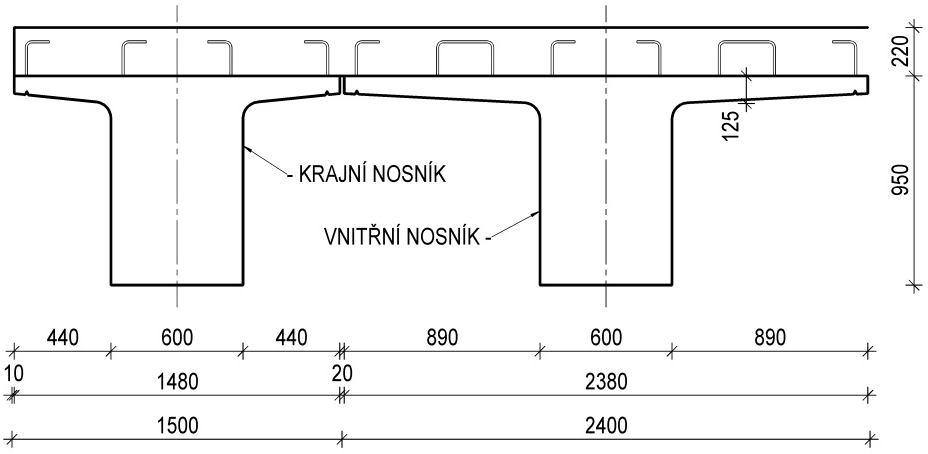
Nosníky T-93 (zdroj: firemní materiály Eurovia a.s. a SMP CZ, a.s.)

Popis

Prefabrikované předpjaté nosníky širokopřírubového tvaru "T". Nosník lze navrhnout v libovolné délce do 30 m. Šířka stěny bývá 600 nebo 500 mm (min. 400 mm). Celková šířka nosníku bývá 1,50 až 2,40 m, minimálně 0,65 m a maximálně 2,63 m. Výška nosníku je 0,55 m až 0,95 m. Hmotnost jednoho nosníku bývá 15,99 t až 46,95 t. Nosníky bývají vyráběny z betonu C45/55, spřažená deska tl. 0,22 m z betonu C25/30.

Použití

Jedná se o spřaženou konstrukci typu beton/beton.



Obr. 3.44 Nosníky T-93

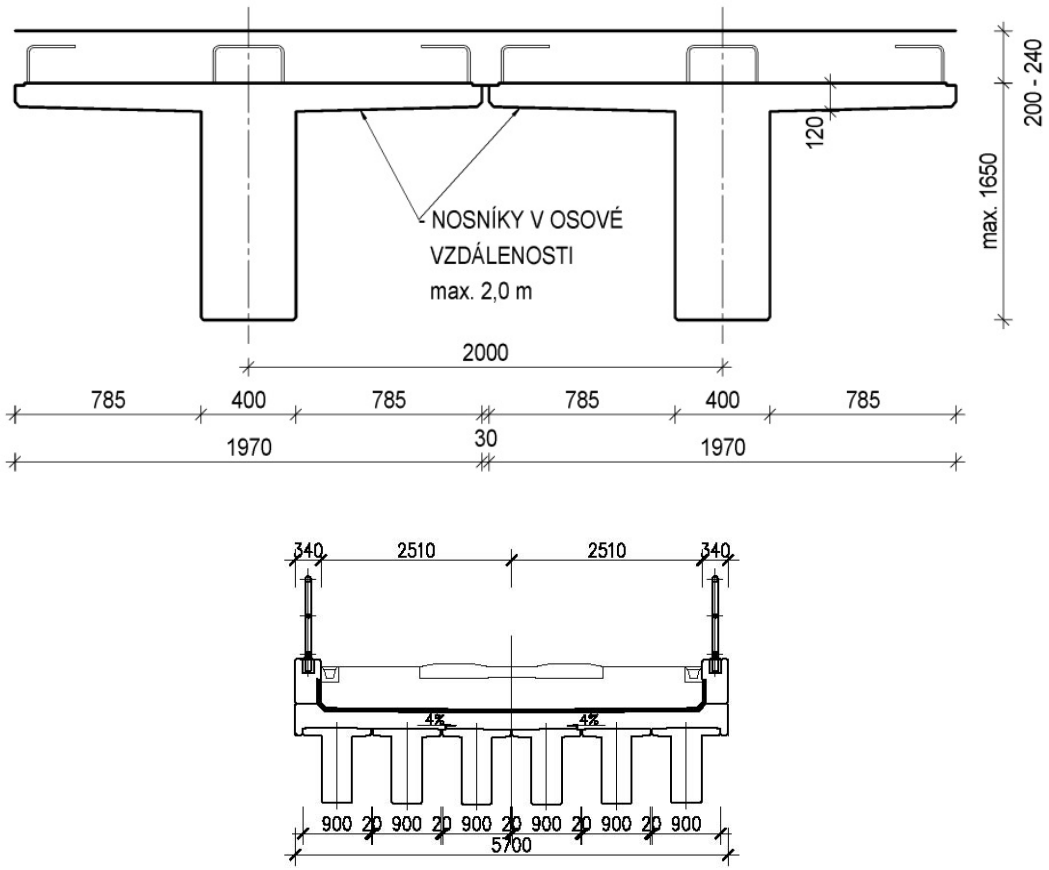
Nosníky MK-T (zdroj: http://www.zpsv.cz/)

Popis

Nosníky se používají pro rozpětí maximálně cca 32,00 m (podle některých údajů do cca 40 m). Výška nosníků bývá 0,60 až 1,60 m, maximálně 1,65 m (doporučuje se volit výšku odpovídající přibližně *L*/22 a odstupňovaně po 0,20 m), šířka horní příruby je maximálně 1,97 m (může být v případě potřeby menší). Šířka stojiny bývá obvykle 0,40 m, na vyžádání ale může být v rozmezí 0,20 až 0,80 m. Pokud se nosníky naopak osazují ve větších osových vzdálenostech než 2,00 m, ve střední části spřažené desky se použijí bednící desky. Max. výrobní délka nosníků je cca 30,00 m (hmotnost 46,00 t), delší nosníky je případně možno spínat z několika částí (to je možno z přepravních a montážních důvodů provést i u nosníků kratších). Nosníky mohou být předpjaté dodatečně i předem. Vyrábějí se z betonu zn. 600 (C45/55), příp. i z betonu zn. 700 (C55/67).

Použití

Mohou se použít pro jednokolejné i vícekolejné železniční mosty o jednom nebo více polích. V případě, že je most nad podporami opatřen monolitickými příčníky, jsou konce nosníků bez konzol. Konstrukce z nosníků MK-T jsou spřažené beton/beton. Spřažená deska má tloušťku 0,20 - 0,24 m.



Obr. 3.45 Nosníky MK-T a typický řez mostu z nosníků MK-T

Nosníky PETRA

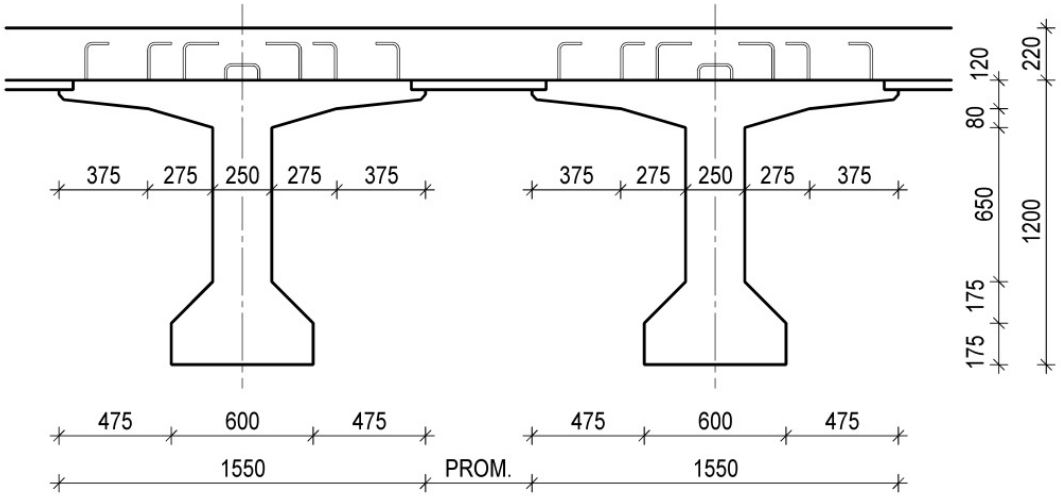
(zdroj: PONTEX s.r.o., PROMO s.r.o.: NOSNÍKY PETRA - Spřažené železobetonovou deskou pro nosné konstrukce mostů pozemních komunikací a železničních drah)

Popis:

Nosníky jsou optimalizovány pro rozpětí polí 24,00 až 30,00 m, maximální rozpětí u silničních mostů je 32,00 m, u lávek pro pěší 34,00 m. Základní výšky nosníků jsou 1,20 m, 1,40 m a 1,60 m, po dohodě lze případně navrhnout i jiné výšky. Šířka stěny je 0,25 m, šířka spodní příruby a konců nosníků je 0,60 m. Celková šířka nosníků je obvykle 1,55 nebo 1,20 m, při větší osové vzdálenosti nosníků se mezi horními přírubami používá ztracené bednění. Horní příruby je možno pootočit podle příčného sklonu komunikace na mostě. Nosníky jsou z dodatečně předpjatého betonu C45/55, spřažená deska tl. 0,22 m je obvykle z betonu C25/30.

Použití

Konstrukce působí jako spřažená beton/beton.



Obr. 3.46 Nosníky Petra

3.3.5.3 Monolitické konstrukce

Monolitické konstrukce jsou konstrukce betonované přímo na místě určení nebo v jeho těsné blízkosti (konstrukce vysouvané). Patří mezi nejrozšířenější technologie výstavby betonových mostních konstrukcí. Mezi monolitické konstrukce řadíme:

- konstrukce betonované na skruži,
- konstrukce vysouvané,
- konstrukce letmo betonované,
- konstrukce otáčené.

Výhody monolitických konstrukcí jsou následující:

- konstrukce jsou trvanlivé – jedná se o kompaktní konstrukce téměř beze spár a s minimálním vnějším povrchem, vystaveným agresivitě okolního prostředí,
- konstrukce lze vybetonovat v libovolném tvaru,
- konstrukce jsou hospodárné.

Mezi nevýhody monolitických konstrukcí patří:

- tzv. “mokrý“ proces na stavbě, který je více závislý na přízni počasí,
- větší pracnost na staveništi, v některých případech delší doba výstavby. U delších estakád betonovaných na přestavné nebo výsuvné skruži je však doba výstavby srovnatelná s jinými technologiemi.

Z hlediska dočasných konstrukcí používaných pro monolitické betonování se rozeznává:

- bednění – tj. konstrukce, do které se přímo ukládá čerstvý beton a která tedy vymezuje tvar betonovaných konstrukcí,
- skruž – tj. podpůrná konstrukce přenášející tíhu betonové konstrukce a bednění do základové půdy nebo do mostních podpěr.

Bednění z hlediska počtu opakování jeho použití rozeznáváme jednorázové (určené pro pevné skruže) a používané opakovaně (na přestavných a výsuvných skružích). Podle povrchové úpravy rozeznáváme bednění:

- hladké (překližka, ocelový plech),
- z prken – hoblovaných nebo nehoblovaných, spojovaných na polodrážku.

Hladké bednění se používá pro pohledové i nepohledové plochy konstrukcí, pro pohledové plochy může mít vytmelené spáry. Hladké bednění je jednoduché a levné, nevýhodou je méně atraktivní povrch konstrukce, na kterém navíc vyniknou i drobné vady (bublinky). Bednění z prken se používá pro pohledové plochy konstrukcí. Je náročnější na přípravu, ale povrch konstrukcí je estetičtější a navíc pohledově skryje drobné vady.

Pro dosažení žádoucího vzhledu je možné k povrchu bednění připevnit tzv. matrice pro pohledový beton. Jedná se o pryžové prvky, kterými lze imitovat různé druhy materiálů (např. zdivo) nebo vytvořit zcela atypický povrch. Bednění může být rovněž opatřeno speciální povrchovou úpravou pro zlepšení kvality povrchu betonované konstrukce. Jedná se o speciální textilie, které slouží k odvedení přebytečné vody a vzduchových bublin z povrchu betonu.

Odskružení vybetonované konstrukce se provádí svislým spuštěním bednění dolů. K tomu slouží tzv. **odskružovací zařízení**, které bývá umístěno mezi skruží a bedněním nebo pod podpěrami skruže. Dříve se jako odskružovací zařízení používaly například tzv. pískové hrnce. Byly to ocelové nádoby s otvorem naplněné pískem; při odskružení se otvor uvolnil, z hrnce se vysypal písek a bednění pokleslo. Obdobné řešení lze použít i dnes, případně se používají hydraulické lisy apod.

Skruže můžeme rozdělit na:

- pevné,
- přestavné,
- výsuvné.

Pevné skruže jsou skruže, které se kompletně zřizují pro každou betonovanou konstrukci a každou její část. Výhodou pevné skruže jsou nízké pořizovací náklady a možnost připravit skruž pro libovolný tvar konstrukce. Nevýhodou je zvýšená pracnost a delší doba výstavby. Proto se pevné skruže používají obvykle pro konstrukce menšího rozsahu (běžně 3 až 4 pole), které však mohou mít libovolný tvar. Pevná skruž bývá obvykle zřízena následujícími způsoby:

- z ocelových válcovaných nosníků IP 500 nebo IP 1000 (případně obdobných svařovaných nosníků) a z ocelových stojek, např. PIŽMO,
- celoplošným podepřením s lehkými stojkami, obdobně jako u stropních konstrukcí pozemních staveb (tzv. prostorová skruž),
- zejména v minulosti se používaly skruže dřevěné, ocelové z lešenářských trubek, inventární ocelové PEINER apod.

Bednění se v těchto případech obvykle připravuje rovněž pro každou betonovanou část konstrukce samostatně.

Přestavné skruže se používají pro delší mosty (o délce cca 100 – 200 m), betonované po částech. Vlastní skruž bývá sestavena z obdobného materiálu jako skruž pevná – používají se ocelové inventární podpěry (např. PIŽMO) a ocelové nosníky (např. IP, případně nosníky pro ocelová mostní provizoria apod.). Bednění se však nepřipravuje v každém poli zvlášť, ale bývá sestaveno do celků, které se po skruži přesouvají z jednoho betonovaného pole do pole následujícího.

Použitím přestavných skruží lze dosáhnout snížení pracnosti a zrychlení výstavby mostů o větší délce. Pro použitelnost této technologie by konstrukce měly mít konstantní průřez (nebo případně alespoň konstantní průřez trámů s proměnnou délkou vyložení konzol a proměnnou šířkou desky mezi trámy). Výstavba obvykle probíhá po betonážních taktech v délce jednoho, případně dvou polí s konzolou přečnívající do pole následujícího. Poloha pracovní spáry se volí v místě nulového ohybového momentu, tzn. přibližně ve čtvrtině až pětině rozpětí pole od pilíře.

Výsuvné skruže slouží pro výstavbu nejdelších monolitických konstrukcí (od délky cca 200 m). Manipulace se skruží během výstavby objektu je maximálně zjednodušená a urychlená. Použití výsuvných skruží je však výhodné až pro mosty o délce několik set metrů z důvodu vyšších pořizovacích nákladů a náročnější dopravy a přípravy skruže před zahájením první betonáže. Výsuvné skruže tvoří hlavní ocelový nosník, který pojíždí podepřen buď pouze na definitivních podpěrách mostu, nebo je případně opatřen i provizorními mezipodpěrami (obvykle v polovině rozpětí polí).

Výsuvné skruže se dělí na dva hlavní druhy:

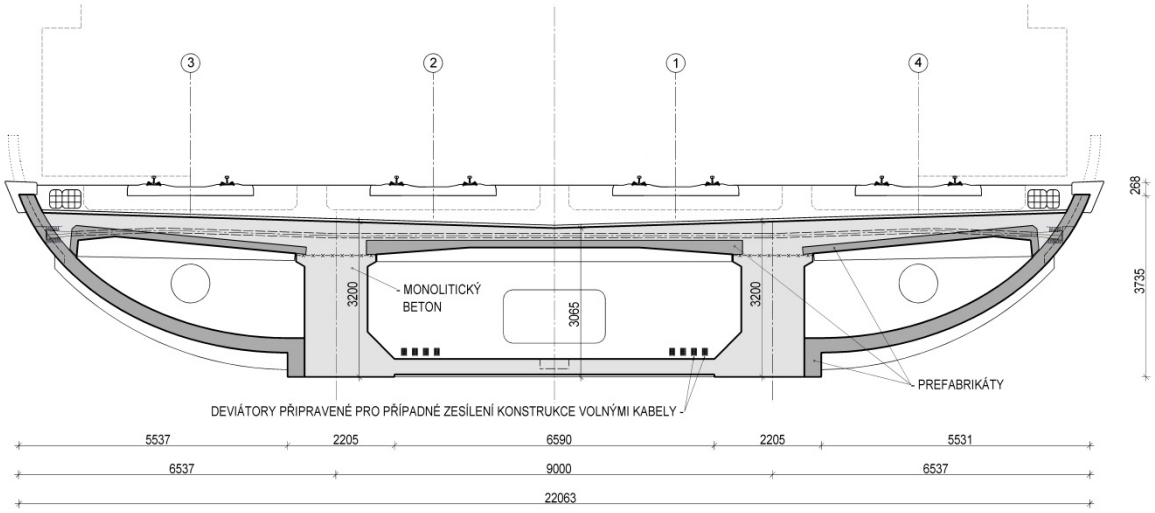
- skruže s hlavním nosníkem umístěným pod konstrukcí mostu,
- skruže s hlavním nosníkem umístěným nad konstrukcí mostu.

Výhodou výsuvné skruže s hlavním nosníkem umístěným pod konstrukcí mostu je zcela volná pracovní plocha pro výstavbu nosné konstrukce. Nevýhodou je potřeba dodatečného manipulačního prostředku (jeřábu), který slouží pro dopravu materiálu potřebného ke stavbě. Pod betonovanou konstrukcí je také nutná větší volná výška.

Výhodou výsuvné skruže s hlavním nosníkem umístěným nad konstrukcí mostu je skutečnost, že nosník skruže lze využít i jako jeřáb pro manipulaci s materiálem. Pod betonovanou konstrukcí také postačuje menší volná výška, což může být výhodou při výstavbě v omezených prostorových poměrech (např. nad komunikacemi apod.). Nevýhodou je, že pracovní prostor je omezen táhly pro zavěšení bednění na hlavní nosník skruže.

Postup výstavby nosné konstrukce na výsuvné skruži je obdobný jako při výstavbě na přestavné skruži. Betonuje se po polích s pracovní spárou v místě nulového ohybového momentu. Zvláštním druhem skruže (poměrně velmi zřídka používaným) je zařízení, kdy se s pomocí ocelového nosníku postupně betonují a připínají krátké lamely nosné konstrukce, obdobně jako během letmé betonáže.

Pro urychlení výstavby a úsporu nákladů na skruž je také možno vybetonovat na skruži pouze část konstrukce (např. střední komorový nosník) a zbývající části (například boční konzoly) betonovat do zavěšeného bednění až v další fázi. Rovněž je možno monolitické konstrukce kombinovat i s prefabrikáty. Používají se například prefabrikované boční vzpěry, prefabrikované ztracené bednění horní desky atd. Takové řešení bylo použito například u estakády přes Masarykovo nádraží – ***Obr. 3.47***. Vzhledem k umístění na hranici městské památkové rezervace byla konstrukce navržena jak z hlediska konstrukčního, tak i estetického působení. Konstrukce má zakřivený vnější povrch a poměrně hustě umístěné příčníky, potřebné z důvodu převedení 4 až 5 kolejí po jedné konstrukci. Pro usnadnění výstavby byla konstrukce navržena v kombinaci prefabrikovaného a monolitického betonu a předpětí. Při realizaci byly nejprve na skruž uloženy boční zakřivené prefabrikáty, poté byla vybetonována dolní deska a následně podélné stěny a příčníky. Na ně byly uloženy prefabrikáty tvořící (spolupůsobící) ztracené bednění horní desky a byla vybetonována její horní monolitická část. Konstrukce je předpjatá podélně, příčně a lokálně i svisle.



Obr. 3.47 Estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze – příčný řez v typickém poli (světle šedá barva – monolitický beton, tmavě šedá barva – prefabrikovaný beton), viz např. [137]

Vnesení předpětí do konstrukce je možné po dosažení potřebné pevnosti betonu, což se ověřuje na zkušebních tělesech. Podle předcházejících norem (před platností tzv. Eurokódů) musel beton dosáhnout alespoň 80% pevnosti odpovídající stáří 28 dní. V současných normách tento požadavek uveden není a požadovaná pevnost musí být uvedena v projektové dokumentaci. Požadavek 80% 28-denní pevnosti lze však považovat za vhodný. Obvykle se předpětí do konstrukce vnáší cca 5 dní po betonáži. Předpětí není vhodné vnášet do konstrukcí příliš brzy, aby se dosáhlo nejen dostatečné pevnosti betonu, ale aby se dosáhlo příznivějších hodnot i u dalších vlastností – například modulu pružnosti. Rovněž dotvarování betonu je nižší v případě, že se zatížení do betonu vnáší ve vyšším stáří. Naopak není vhodné vnesení předpětí ani příliš odkládat, protože se zvyšuje nebezpečí vzniku trhlin v důsledku objemových a teplotních změn betonu, nerovnoměrných poklesů skruže apod.

Napínací zařízení obvykle vyvozuje předpínací sílu pomocí speciálních hydraulických lisů (napínacích pistolí). Při předpínání konstrukcí se kontroluje vnášená síla a protažení předpínací výztuže, které dosahuje v běžných případech hodnot i několika decimetrů.

Velmi důležitá je důkladná injektáž kabelových kanálků cementovou maltou (u výztuže se soudržností), která zajišťuje ochranu výztuže proti korozi a soudržnost předpínací výztuže s betonem. Používá se speciální injektážní malta, která se vhání do kabelového kanálku. Pro dokonalé vyplnění bez bublin musí být kanálek vybaven nejen injektážními, ale i odvzdušňovacími a odvodňovacími trubičkami.

3.3.6 Zatížení

Zatížení železničních mostů má několik znaků typických právě pro tento typ konstrukcí:

- pokud je po mostě převáděna kolej v kolejovém loži, je velmi podstatným zatížením i vlastní tíha tohoto lože,
- větší účinky pohyblivého zatížení oproti účinkům stálého zatížení oproti jiným mostním konstrukcím,
- větší brzdné a rozjezdové síly,
- spolupůsobení koleje s nosnou konstrukcí.

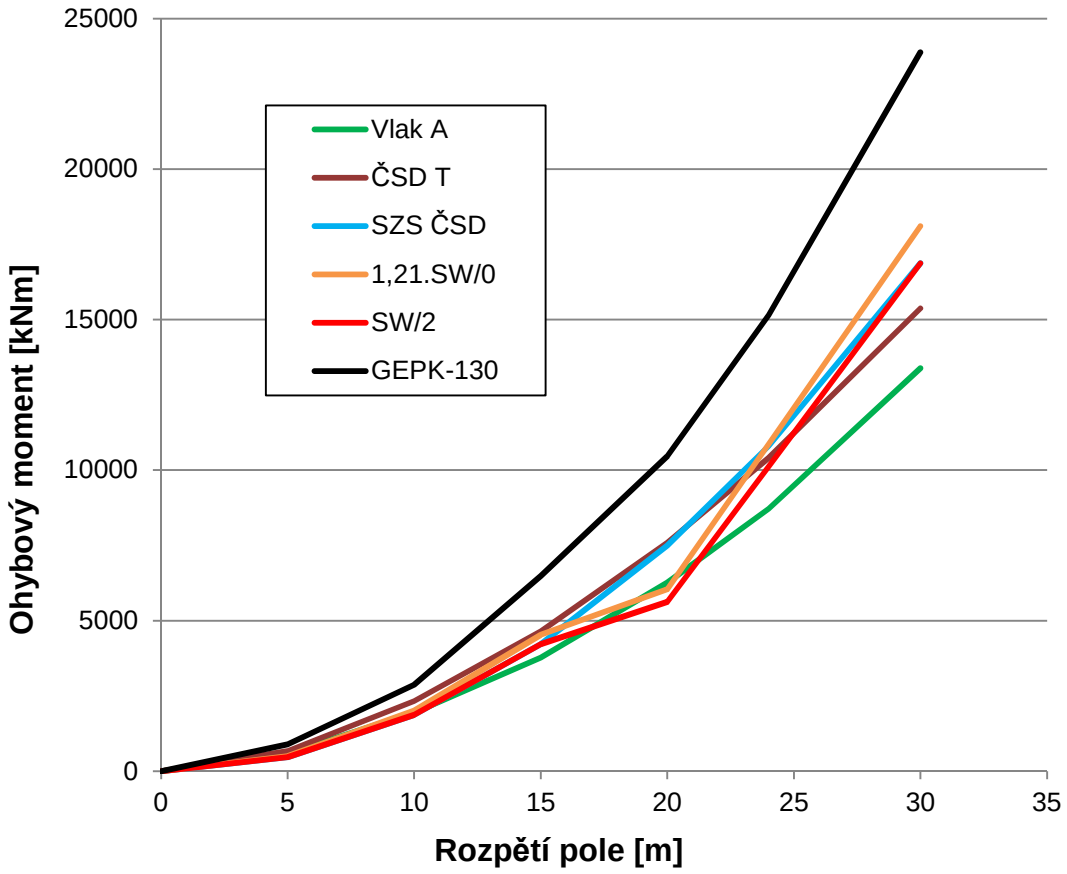
Větší účinky pohyblivého zatížení oproti účinkům zatížení stálého vedou k většímu rozkmitu namáhání v konstrukci. Důsledkem jsou zvýšené nároky na odolnost proti únavě i vliv na uspořádání předpínací výztuže, která často nemůže využít plnou excentricitu (danou pouze požadavky na krytí) a předpětí je nutno navrhnout více centrické (zvýší se vliv tlakové normálové síly, kterou lze využít při téměř jakémkoliv ohybovém momentu od vnějšího zatížení, a omezí se vliv ohybového momentu od předpětí, který je nutno více vyrovnat s momenty od vnějších zatížení, což je při jejich velkém rozkmitu nemožné). Větší účinky pohyblivého zatížení mohou případně způsobit (zejména při vyšších rychlostech) také nadměrné vibrace nosné konstrukce, kterým je nutno zabránit správným návrhem a provedením konstrukcí.

Velmi významným zatížením jsou brzdné a rozjezdové síly, které především u delších konstrukcí dosahují velmi vysokých hodnot a vyžadují speciální řešení jejich zachycení – viz ***kapitola 3.3.3***.

Protože první železniční mosty z předpjatého betonu byly realizovány v roce 1954, uvádíme zde přehled zatěžovacích vlaků podle následujících norem:

1. ČSN 73 6202: 1953 Zatížení a statický výpočet mostů,
2. ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů, vč. Změny a 4-5/1976,
3. ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů, vč. Změny a-8/1988, Změny b-11/1989 a Opravy N1/1997
4. ČSN P ENV 1991-3: 1997 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2000
5. ČSN EN 1991-2: 2004 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
6. ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2010, Změny Z2/2010, Změny Z3/2012 a Opravy 1/2011

Porovnání účinků (ohybových momentů uprostřed pole prostého nosníku) od zatěžovacích vlaků uvažovaných v jednotlivých normách je vyneseno v grafu na ***Obr. 3.48***. Kromě ideálních zatěžovacích vlaků jsou uvedeny i účinky kolejového jeřábu GEPK-130, který se poměrně často používal pro montáž mostních konstrukcí z předpjatých prefabrikovaných nosníků. V grafu jsou vyneseny statické účinky uvažovaných vozidel (bez přenásobení dynamickým součinitelem).

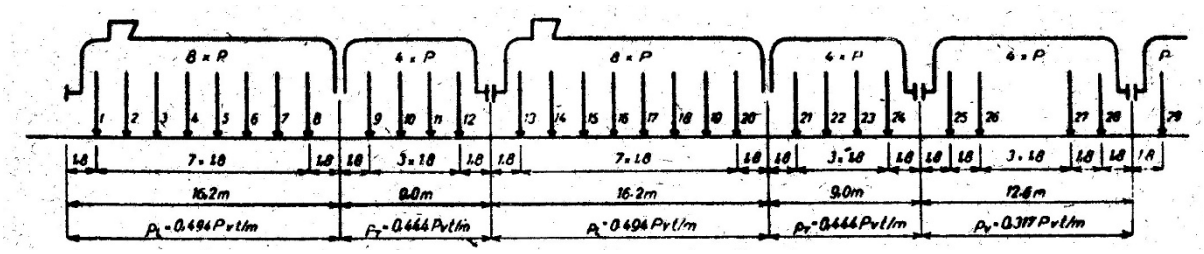


Obr. 3.48 Porovnání ohybových momentů uprostřed pole prostého nosníku – ideální zatěžovací vlaky podle jednotlivých norem a kolejový jeřáb GEPK-130 (bez dynamických účinků)

3.3.6.1 ČSN 73 6202: 1953 Zatížení a statický výpočet mostů ([10])

Podle této normy se pohyblivé zatížení trvalých železničních mostů vyjadřuje ideálními zatěžovacími vlaky a zatížením chodníků a nástupišť.

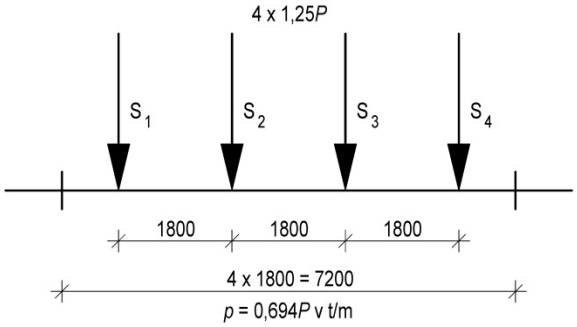
Pro ideální zatěžovací vlaky platí jednotný základní zatěžovací vlak podle ***Obr. 3.49***, sestávající vždy ze dvou lokomotiv s tendry v normálním provozním seskupení (s komíny dopředu) a s jednostranně přiřaděnými vozy za nimi. Se skupinou náprav podle ***Obr. 3.50*** se počítalo, pokud byla účinnější.



Obr. 3.49 Základní zatěžovací vlak podle ČSN 73 6202: 1953

Účinky ideálních zatěžovacích vlaků se odvozují z jednotného základního zatěžovacího vlaku těmito nápravovými silami (při zachování stejné geometrie):

a) zatěžovací vlak *A* … *P* = 240,0 kN (24,0 t) … na mostech třídy *A*,
b) zatěžovací vlak *B* … *P* = 200,0 kN (20,0 t) … na mostech třídy *B*,
c) zatěžovací vlak *C* … *P* = 180,0 kN (18,0 t) … na mostech třídy *C*.



Obr. 3.50 Skupina náprav podle ČSN 73 6202: 1953

Dynamické účinky se při výpočtu uvažovaly tak, že statické účinky zatěžovacích vlaků se přenásobovaly dynamickým součinitelem, stanoveným podle vzorce:

$$\mathrm{d} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2L} + \frac{0{,}6}{1 + 4\frac{G}{P}} \qquad (3.10)$$

kde:

L je rozpětí vyšetřované části nosné konstrukce v metrech (u spojitých konstrukcí s různým rozpětím jednotlivých polí se počítá ve všech polích s jednotným dynamickým součinitelem, odvozeným pro největší pole),
G je celkové stálé zatížení na toto rozpětí (stačí odhadnout s přesností ±15%),
P je celkové pohyblivé zatížení, jež lze umístit na uvažovanou část.

Pokud na mostě nebyly styky kolejnic nebo pokud byly kolejnice svařeny, zmenšoval se dynamický součinitel stanovený podle rovnice (3.10) o hodnotu:

$$0{,}15.(d - 1) \; . \qquad (3.11)$$

Nezávisle na způsobu stykování kolejnic, se u betonových konstrukcí uvažoval dynamický součinitel maximálně hodnotou d = 1,40.

3.3.6.2 ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů, vč. Změny *a 4-5/1976* ([11])

Mosty se navrhovaly na účinky ideálních zatěžovacích vlaků *A*, *B*, *C* a "skupiny náprav", shodných s vlaky uvedenými v normě ČSN 73 6202: 1953 (viz ***Obr. 3.49*** a ***Obr. 3.50***).

Dynamický součinitel se stanovil rovněž shodně s normou ČSN 73 6202: 1953, viz rovnice (3.10) a (3.11), včetně maximální hodnoty 1,40 pro betonové mosty. Při přímém uložení koleje se maximální hodnota zvyšovala o 0,10.

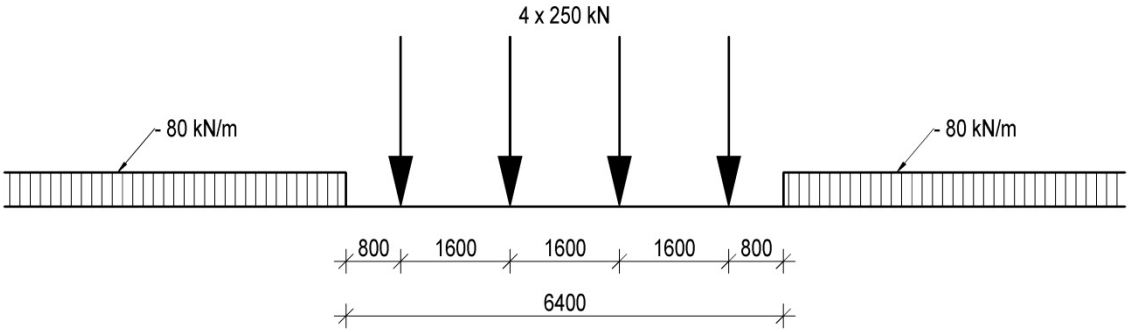
Změna *a 4-5/1976* obsahovala úpravu zatížení uvažovaného při posouzení účinků opakovaného namáhání na únavu.

3.3.6.3 ČSN 73 6203:1986 Zatížení mostů, vč. Změny a-8/1988, Změny b-11/1989 a Opravy N1/1997 ([12])

ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů:

Při návrhu se účinky svislého pohyblivého zatížení nahrazovaly zatěžovacími vlaky ČSD, které se odvozovaly z ideálního zatěžovacího vlaku Mezinárodní unie železniční UIC-71 (***Obr. 3.51***) násobením jeho účinků součiniteli kategorie tratě (w):

- základní zatěžovací vlak ČSD Z se odvodil vynásobením účinků zatěžovacího vlaku UIC-71 součinitelem w = 1,12,
- těžký zatěžovací vlak ČSD T se odvodil vynásobením účinků zatěžovacího vlaku UIC-71 součinitelem w = 1,25.



Obr. 3.51 Zatěžovací vlak UIC-71

Dynamický součinitel se stanovil –

- při přímém uložení koleje nebo při uložení koleje na mostnicích ze vzorce:

$$\mathrm{d} = \frac{2{,}16}{L_d^{1/2} - 0{,}2} + 0{,}73 \qquad (3.12)$$

- při uložení koleje v kolejovém loži ze vzorce:

$$\mathrm{d} = \frac{1{,}44}{L_d^{1/2} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad (3.13)$$

kde L_d je náhradní délka nosné konstrukce v metrech. U prostých nosníků byla náhradní délka L_d rovna rozpětí nosníku L. U spojitých nosníků se stanovila ze vzorce:

$$L_d = k.L_m \qquad (3.14)$$

kde L_m je průměrné rozpětí polí:

$$L_m = \frac{1}{n}\left(L_1 + L_2 + \ldots + L_n\right) \qquad (3.15)$$

a k je součinitel závislý na počtu polí n (označení součinitele písmenem k zde v této *Směrnici* převzato až z pozdějších norem, v ČSN 73 6203: 1986 součinitel žádné písmenné označení neměl):

Tab. 3.1 Hodnoty součinitele k

n =	2	3	4	5	polí
L_d	1,2	1,3	1,4	1,5	x L_m
	nejméně L_max				

Největší hodnota dynamického součinitele při přímém uložení koleje nebo při uložení koleje na mostnice byla d = 1,80, při uložení v kolejovém loži d = 1,54. Nejmenší hodnota dynamického součinitele pro nosníky a jejich části nesměla klesnout pod d = 1,15, pro členěné podpěry a jejich části pod d = 1,10.

U železničních mostů s přesypávkou se dynamický součinitel snižoval o hodnotu:

$$0{,}1 \,.\, (h - 0{,}5) \,, \qquad (3.16)$$

kde h > 0,5 m značí výšku nivelety koleje nad povrchem mostní konstrukce; nesměl však klesnout pod d = 1,00.

Pro mosty zatímní a v případech, kdy v místě mostu byla trvale předepsána rychlost v < 80 km.h^{-1} a parametry trati vylučovaly možnost jejího zvýšení, stanovila se velikost dynamického součinitele ze vzorce:

$$\mathrm{d}_v = 1 + \frac{\mathrm{d} - 1}{80} v \,, \qquad (3.17)$$

kde v je rychlost jízdy v km.h^{-1},

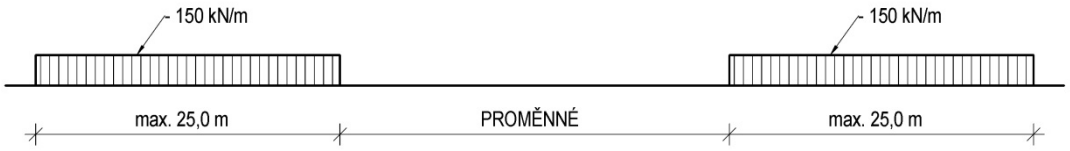
d je dynamický součinitel vypočtený podle vzorce (3.12), popř. (3.13).

Nejmenší hodnota d_v = 1,05.

Změna a-8/1988 této normy se zatížení železničních mostů netýkala.

Změna b-11/1989 uváděla, že při návrhu železničních mostů se účinky svislého nahodilého krátkodobého zatížení nahrazovaly:

- zatěžovacím vlakem UIC-71 (***Obr. 3.51***) u mostů zatímních, mostních provizorií a u mostů na úzkorozchodných tratích,
- základním zatěžovacím vlakem ČSD Z, odvozeným z vlaku UIC-71 vynásobením součinitelem w = 1,12, u mostů na tratích 3. třídy,
- těžkým zatěžovacím vlakem ČSD T, odvozeným z vlaku UIC-71 vynásobením součinitelem w = 1,25, u mostů na tratích 1. a 2. třídy,
- speciálním zatěžovacím schématem SZS ČSD (***Obr. 3.52***) u mostů na tratích 1. třídy. Zatěžovací schéma SZS ČSD sestává ze dvou samostatných rovnoměrných zatížení 150 kN.m^{-1}, každé o max. délce 25 m, která se na konstrukci umístila jako jediné svislé zatížení v nejúčinnější poloze, aniž by se překrývala.



Obr. 3.52 Speciální zatěžovací schéma SZS ČSD

U dvoukolejných konstrukcí se SZS ČSD umisťovalo na jedné koleji, vlak ČSD T na druhé koleji. Obě zatížení se z hlediska kombinace považovala za jediné nahodilé krátkodobé zatížení.

Při návrhu hlavní nosné konstrukce bylo možno nápravové síly zatěžovacích vlaků UIC-71, ČSD Z a ČSD T, při délce zatížení rovné nebo větší než 10 m, nahradit spojitým rovnoměrným zatížením na délce 6,4 m. U mostů s průběžným kolejovým ložem se při návrhu a posouzení konstrukce předpokládala excentricita osy koleje ±0,10 m.

Dynamický součinitel se bez ohledu na rychlost, pro všechny typy mostovek a bez rozdílu materiálů (vyjma dřeva, u kterého se dynamický součinitel neuvažoval) stanovil ze vzorce:

$$d = \frac{2{,}16}{L_d^{1/2} - 0{,}2} + 0{,}73 \text{ , ne však více než 1,80.} \qquad (3.18)$$

Nejmenší hodnota dynamického součinitele pro nosníky a jejich části nesměla klesnout pod d = 1,15, pro členěné podpěry a jejich části pod d = 1,10.

Náhradní délka se stanovila stejným způsobem jako v základní normě (pro zde uvedené příklady), pouze součinitel k = 1,5 platil i pro více než 5 polí.

Zůstala i zachována možnost snížení hodnoty dynamického součinitele na hodnotu d_v podle vzorce (3.17) v případě rychlosti nižší než 80 km.h^{-1}.

Dále změna normy obsahovala ustanovení týkající se roznášení zatížení, ustanovení o zatížení konstrukcí účinky bezstykové koleje apod.

Oprava N1/1997 se netýkala zde uvedených ustanovení.

3.3.6.4 ČSN P ENV 1991-3: 1997 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2000 ([13])

Jednalo se o tzv. přednormu, která byla v platnosti současně s do té doby platnými normami ČSN. Protože pravděpodobně žádný železniční most z předpjatého betonu nebyl podle této přednormy realizován, neuvádíme zde žádné další podrobnosti.

3.3.6.5 ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou (2004) ([14])

Jedná se o evropskou normu EN 1991-2 z roku 2003, vydanou v České republice v původním anglickém znění. V následujícím roce u nás byla tato norma zrušena a byla vydána v českém překladu (viz kapitola ***3.3.6.6***).

3.3.6.6 ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, včetně Změny Z1/2010, Změny Z2/2010, Změny Z3/2012 a Opravy 1/2011 ([4])

Zatížení železniční dopravou jsou definována prostřednictvím následujících pěti modelů zatížení:

- model zatížení 71 (a model zatížení SW/0 pro spojité mosty), který reprezentuje normální železniční dopravu na hlavních železničních tratích,
- model zatížení SW/2, který reprezentuje těžká zatížení,
- model zatížení HSLM, který reprezentuje zatížení od osobních vlaků o rychlostech překračujících 200 km/h,
- model zatížení "nezatížený vlak", který reprezentuje účinek nezatíženého vlaku.

Dále zde uvádíme podrobnosti k modelu zatížení 71, modelu zatížení SW/0 a modelu zatížení SW/2.

Model zatížení 71 reprezentuje statický účinek svislého zatížení od běžné železniční dopravy. Uspořádání zatížení a charakteristické hodnoty svislých zatížení odpovídají ideálnímu zatěžovacímu vlaku UIC-71, viz ***Obr. 3.51***.

Uvedené charakteristické hodnoty je nutno násobit součinitelem a na tratích, které jsou určeny pro těžší nebo lehčí dopravu, než je běžná železniční doprava. Pokud jsou

zatížení násobena součinitelem a, nazývají se “klasifikovaná svislá zatížení“. Součinitel a musí být zvolen jako jeden z následujících:

0,75 – 0,83 – 0,91 – 1,00 – 1,10 – 1,21 – 1,33 – 1,46.

Stejným součinitelem a je pak nutno násobit rovněž další, v normě uvedená zatížení (model zatížení SW/0, odstředivé síly, boční rázy atd.).

V České republice jsou stanoveny následující hodnoty součinitele a:

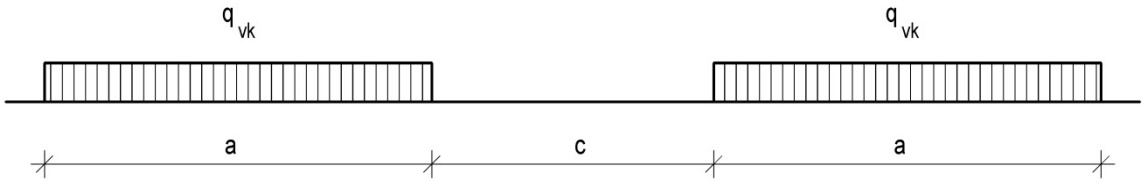
- pro tratě 3. třídy je součinitel a = 1,10,
- pro tratě 1. a 2. třídy je součinitel a = 1,21,
- pro tratě 1. třídy se navíc použije zatížení SW/2.

Modely zatížení SW/0 a SW/2:

Model zatížení SW/0 reprezentuje statický účinek svislého zatížení normální železniční dopravou na spojité nosníky.

Model zatížení SW/2 reprezentuje statický účinek svislého zatížení těžkou železniční dopravou.

Uspořádání zatížení je uvedeno na ***Obr. 3.53*** a v ***Tab. 3.2***.



Obr. 3.53 Modely zatížení SW/0 a SW/2

Tab. 3.2 Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro modely zatížení SW/0 a SW/2

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Model zatížení SW/0 se násobí stejným součinitelem a, jako model zatížení 71.

Dynamické účinky zatížení železniční dopravou se v nutných případech zohlední celkovou dynamickou analýzou konstrukce (o nutnosti provedení dynamické analýzy se rozhodne postupem podle vývojového diagramu uvedeného v ČSN EN 1991-2 [4]); v ostatních případech se statické účinky od modelů zatížení 71, SW/0 a SW/2 přenásobí dynamickým součinitelem. Dynamický součinitel se podle kvality koleje uvažuje následovně:

a) pro pečlivě udržovanou kolej:

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad \text{v rozmezí 1,00 – 1,67 (podle EN),} \qquad (3.19)$$

b) pro standardně udržovanou kolej:

$$F_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_F - 0{,}2}} + 0{,}73 \qquad \text{v rozmezí 1,00 – 2,00 (podle EN).} \qquad (3.20)$$

V České republice se pro železniční mosty používá dynamický součinitel F_3 v rozsahu 1,05 – 2,00 (pro konkrétní projekt lze stanovit odlišně se souhlasem příslušného úřadu).

Náhradní délka se (pro uvedené případy) stanoví podle stejných pravidel jako v ČSN 73 6203 z roku 1986 (viz ***kapitola 3.3.6.3***).

Změna Z1/2010, Změna Z2/2010, Změna Z3/2012 ani Oprava 1/2011 se netýkají zde uvedených ustanovení.

3.3.7 Tuhost konstrukce železničních mostů

Železniční mosty mají obvykle zvýšené nároky na tuhost nosné konstrukce, které vyplývají ze značné citlivosti železničních vozidel na přesnost jízdní dráhy. U nosných konstrukcí železničních mostů musí být prokázáno splnění řady požadavků, určených speciálně pro tento typ konstrukcí (průhyby konstrukce ve svislém i vodorovném směru, pootočení konců hlavní nosné konstrukce, zkroucení hlavní nosné konstrukce atd.). Podrobnosti jsou uvedeny v normách pro zatížení a navrhování konstrukcí – především v ČSN EN 1990 “Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí“, Příloha A2 [3] a v ČSN EN 1991-2 “Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou“ [4]; pro výsledný návrh a/nebo zatížitelnost a přechodnost železničních mostů **mohou být v řadě případů rozhodující**.

3.3.8 Vývoj požadavků v normách pro navrhování předpjatých mostů používaných na území ČR

3.3.8.1 Přehled předpisů uvedených v této kapitole

První železniční mosty z předpjatého betonu byly uvedeny do provozu v roce 1954 (viz ***Příloha P1***), proto prvním předpisem, jehož požadavky zde uvádíme, je “Směrnice pro navrhování mostů“ z roku 1951 [15]. Kromě norem platných pro navrhování železničních mostů z předpjatého betonu na našem území je zde uvedena i směrnice „Dispositions pour garantir la durabilité des câbles de précontrainte dans les ouvrages d´art“ (Opatření pro zajištění trvanlivosti předpínací výztuže v umělých stavbách) [114], vydaná v roce 2007 ve Švýcarsku a obsahující řadu důležitých údajů pro uspořádání předpínací výztuže.

Přehled uvedených předpisů – navrhování mostů z předpjatého betonu:

- Směrnice pro navrhování mostů: 1951,
  - ü Změna kapitoly 9 Železobetonové konstrukce z 7/1960,
- ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb,
  - ü Změna 06/1959

- Doplněk 7/1959,
- Doplněk 9/1960,
- Oprava 2/1961,

· ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu,

- Změny z 07/1962,
- Změna b-1/1965,
- Změna c-1/1970,
- Změna d-7/1970,

· ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu,

- Změna a) – 6/1982,

· ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb,

- Změna a - 4/1972,
- Změna b – 5/1973,
- Změna c – 6/1974,
- Změna d - 10/1975,
- Změna e - 4-5/1976,
- Změna f – 7/1977,
- Změna g – 6/1982,
- Změna h – 10/1987,

· ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,

- Změna a-10/1989,
- Změna 2 (1994),
- Změna Z3 (2005),

· ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu,

- Změna 1/1998,
- Z2/2006,

· ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,

· ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty,

· ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) ed. 2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (*norma byla původně vydána v roce 2006, 2. edice se zapracovanými dosavadními změnami byla vydána v roce 2011*),

· ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady,

- **ü** Oprava 1/2009,
- **ü** Změna Z1/2010,
- **ü** Změna Z2/2014,

· ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí,

· Dispositions pour garantir la durabilité des câbles de précontrainte dans les ouvrages d´art (Opatření pro zajištění trvanlivosti předpínací výztuže v umělých stavbách), Švýcarsko, 2007.

3.3.8.2 Přehled základních údajů

V této kapitole je uveden stručný přehled a vzájemné porovnání základních údajů z dotčených norem. Další podrobnosti jsou uvedeny v kapitolách ***3.3.8.3*** až ***3.3.8.25***, věnovaných jednotlivým normám.

V ***tabulce 3.3*** je uveden přehled a vzájemný převod označení betonu podle norem, které u nás postupně platily pro navrhování železničních mostů z předpjatého betonu. V ***tabulce 3.4*** jsou uvedeny minimální požadované třídy (značky, druhy) betonu pro tyto konstrukce. Obecně lze říci, že označení betonu vychází v první řadě z jeho pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní, přičemž v jednotlivých normách se k označení betonu používaly tzv. “druhy“, “značky“ a “třídy“.

“Značka“ betonu byla používána v dřívějších normách a vyjadřovala průměrnou hodnotu krychelné pevnosti betonu v *kg/cm*^{2} (například “zn. 330“).

Tab. 3.3 Značení betonů podle jednotlivých norem a jejich převod

Druh betonu podle “Směrnice“, 1951	Značka betonu podle ČSN 73 2001-1959, ČSN 73 2004-1960, ČSN 73 1251-1969, ČSN 73 2001-1970, ČSN 73 6206-1971 ČSN 73 6207-1993	Třída betonu podle ČSN 73 2400 a ČSN 73 1201	Třída betonu podle ČSN EN 206, ČSN P ENV 1992 a ČSN EN 1992
a	60	(B3)	(C3/3,5)
b	80	B5	(C4/5)
c	105	B7,5	(C6/7,5)
d	135	B10	C8/10
	(160)	B12,5	(C10/12,5)
e	170	(B13,5)	(C11/13,5)
	(200)	B15	C12/15
f	250	B20	C16/20
	(300)	B25	C20/25
g	330	(B28)	(C23/28)
	(350)	B30	C25/30
	400	B35	(C28/35)
	(425)	(B37)	C30/37
	(450)	B40	(C33/40)
	500	B45	C35/45
	(550)	B50	C40/50
	600	B55	C45/55
	(650)	B60	C50/60
Poznámka: třída nebo značka betonu uvedená v závorce nebyla v příslušné normě zavedena.			

Tab. 3.4 (*začátek*) Minimální nutné třídy (značky, druhy) betonu pro předpjaté železniční mosty

Norma a rok vydání	Minimální požadovaná třída (značka, druh) betonu
Směrnice pro navrhování mostů: 1951, vč. změny kapitoly 9	*1) Předem předpjaté konstrukce:* - při vnesení předpětí: min. 330 kg/cm^2 (33 MPa), - po 28 dnech: min. 400 kg/cm^2 (40 MPa). *2) Dodatečně předpjaté konstrukce:* - v době vnesení předpětí, nejpozději však po 28 dnech tvrdnutí: min. 330 kg/cm^2 (33 MPa). *3) Dodatečně vybetonované nepředpjaté části spřažených betonových prvků a železobetonové nosné části* doplňující předpjaté nebo spřažené betonové prvky ve výslednou mostní konstrukci (např. příčná ztužidla): po 28 dnech min. 250 kg/cm^2 (25 MPa).
ČSN 73 201: 1959 Projektování betonových staveb, vč. změn, doplňků a oprav	Tato norma sloužila pro navrhování nosných (nikoliv však mostních) konstrukcí z prostého betonu a železobetonu. Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu (ČSN 73 2004: 1960) se na ni ale odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže (materiálových vlastností, …). Vlastní navrhování ŽB částí mostů (i předpjatých) se však dle pokynů v ČSN 73 2004:1960 provádělo podle “Směrnice“ z roku 1951 (z hlediska výpočtu i konstrukčních zásad).
ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu	*1) Předem předpjaté konstrukce:* - beton druhu 400, 500 a 600. *2) Dodatečně předpjaté konstrukce:* - beton druhu 330, 400, 500 a 600. *3) Železobetonové nebo betonové nepředpjaté části spřažených konstrukcí z předpjatého betonu:* - beton druhu 250, příp. také 330, 400, 500 a 600.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změny 07/1962	Z hlediska výše uvedených vlastností betonu změny normy neobsahovaly závažné úpravy.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna b – 1/1965	*1) Předem předpjaté konstrukce:* - beton druhu 400, 500 a 600, výjimečně i druhy 250 a 330, pokud s tím souhlasilo ministerstvo stavebnictví. *2) Dodatečně předpjaté konstrukce:* - beton druhu 330, 400, 500 a 600.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna c – 1/1970	Části normy, které se týkaly navrhování (včetně volby a vlastností materiálů) byly zrušeny a nahrazeny ČSN 73 1251 z roku 1969. Z ČSN 73 2004 byly ponechány v platnosti pouze části týkající se provádění a stavební kontroly.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna d – 7/1970	Byla zrušena část normy týkající se provádění a obecná část týkající se stavební kontroly. V platnosti zůstala pouze část týkající se stavební kontroly a zkoušení prefabrikátů. Zrušené části byly nahrazeny normou ČSN 73 2401 z roku 1969.

Tab. 3.4 (*pokračování*) Minimální nutné třídy (značky, druhy) betonu pro předpjaté železniční mosty

Norma a rok vydání	Minimální požadovaná třída (značka, druh) betonu
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	*1) Předem předpjaté konstrukce:* min. zn. 400, 500 a 600, výjimečně a po předchozím schválení ministerstva stavebnictví i zn. 250 a 330. *2) Dodatečně předpjaté konstrukce:* min. zn. 330, 400, 500 a 600. *3) Železobetonové nebo betonové nepředpjaté části spřažených konstrukcí* z předpjatého betonu: zn. 250, případně i 330, 400, 500 a 600.
ČSN 73 1251 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, změna a) – 6/1982	Z hlediska výše uvedených vlastností betonu změna normy neobsahovala závažné úpravy.
ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, vč. změn	Tato norma sloužila pro navrhování nosných konstrukcí z prostého betonu a železobetonu, podle změny a) neplatí pro mosty. ČSN 73 1251: 1969 se na ČSN 73 2001 odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže.
ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí	Norma sloužila pro navrhování mostních konstrukcí z prostého betonu a železobetonu. Norma pro navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu (ČSN 73 6207: 1993) se na ni však odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže – materiálových vlastností i konstrukčních zásad (zejména krytí výztuže).
ČSN 73 6206, změna a-10/1989	Z hlediska zde uváděných informací změna normy neobsahovala podstatné úpravy.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna 2 (1994)	Změna normy uváděla (v části "Konstrukční pokyny") požadavky na minimální značku betonu v závislosti na klasifikaci prostředí – podrobnosti viz ***kap. 3.3.8.17***.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna Z3 (2005)	Změna normy stanovila parametry pro návrh železobetonových mostních konstrukcí z betonů pevnostních tříd C12/15 až C70/85. Pro stavby a jejich části, vystavené působení agresivního prostředí, se navrhovaly betony pro stupeň vlivu prostředí podle ČSN EN 206-1, nebo se použila spolehlivá ochranná opatření – podrobnosti jsou v ***kap. 3.3.8.18***.
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu	*1) Předem předpjaté konstrukce:* min. zn. 400, 500 a 600, ale pokud byly předepnuty žebírkovými tyčemi z oceli 10 607 i z betonu zn. 250 a 330. *2) Dodatečně předp.konstrukce:* min. zn. 330, 400, 500 a 600; v odůvodněných případech i zn. 450. *3) Nepředpjaté části ze železového nebo prostého betonu spřažených konstrukcí:* zn. 250, 330, 400 a 450 a na zvláštní povolení dozorčího orgánu také zn. 500 a 600.

Tab. 3.4 (*dokončení*) Minimální nutné třídy (značky, druhy) betonu pro předpjaté železniční mosty

Norma a rok vydání	Minimální požadovaná třída (značka, druh) betonu
ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Změna 1/1998	Změna normy stanovila především pravidla pro navrhování spřažených konstrukcí beton – beton.
ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Změna Z2/2006	Konstrukce z předem předpjatého betonu se navrhují z betonu pevnostních tříd C30/37 až C70/85 podle ČSN EN 206-1. Pokud jsou předepnuty žebříkovými tyčemi z oceli 10607.0, mohou být i z betonu pevnostních tříd C20/25 a C25/30. Konstrukce z dodatečně předpjatého betonu se navrhují z betonu pevnostních tříd C25/30 až C70/85. Dodatečně přibetonované nebo připojené části ze železového nebo prostého betonu spřažených konstrukcí se navrhují z betonu pevnostních tříd C16/20 až C70/85.
ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) "Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby" a ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) "Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty"	Jedná se o tzv. předběžné normy, které vždy platily pouze jako souběžná norma se stávající ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Realizované návrhy mostů byly podle těchto norem zpracovány pouze ve výjimečných případech (zřejmě spíše nikdy) a proto zde tyto normy podrobně nerozebíráme.
ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2011 (73 1201) "Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby" a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) "Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady", včetně oprav a změn	Pro betonové mosty se doporučuje používat třídy C30/37 až C70/85, pokud zadavatel nestanoví jinak (např. prostřednictvím TKP). Podle ČSN EN 1992-2, Změna Z2/2014 je doporučená minimální a maximální třída betonu C20/25 a C90/105, pokud zadavatel nestanoví jinak.
ČSN 73 6214 – 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí	Norma obsahuje doplňující pravidla k normám řady ČSN EN 1992. Další požadavky na třídu betonu zde nejsou.

"Třída" se používala a používá v novějších normách, založených na teorii mezních stavů a vyjadřuje pevnost betonu v tlaku vyjádřenou v *MPa* a stanovenou jako 95% kvantil, tzn. 95% vzorků musí vykazovat vlastnosti lepší nebo minimálně stejné, jaké jsou uvedeny v označení třídy, a pouze 5% vzorků může vykazovat vlastnosti horší.

V označení třídy např. “B30“ byla uvedena krychlená pevnost betonu v tlaku (30 MPa); v označení např. “C25/30“ první číslo vyjadřuje pevnost zkoušenou na válcích (“válcovou“, v uvedeném příkladu 25 MPa) a druhé číslo pevnost zkoušenou na krychlích (“krychelnou“, zde 30 MPa).

“Druhy“ betonu se používaly v nejstarších normách a k označení betonu používaly písmena, později i čísla (stejná jako “značky“ – tj. vyjádření pevnosti v *kg/cm*^{2}).

V grafu na ***Obr. 3.54*** je vynesen průběh smršťování betonu podle jednotlivých norem, spočítaný pro dobu předpokládané životnosti mostních objektů (100 let). V jednotlivých normách se lišilo množství vstupních údajů pro výpočet; přehled údajů, ze kterých vychází uvedený graf, je v ***Tab. 3.5***.

Tab. 3.5 Výchozí údaje uvažované pro graf na ***Obr. 3.54*** (průběhy smršťování betonu)

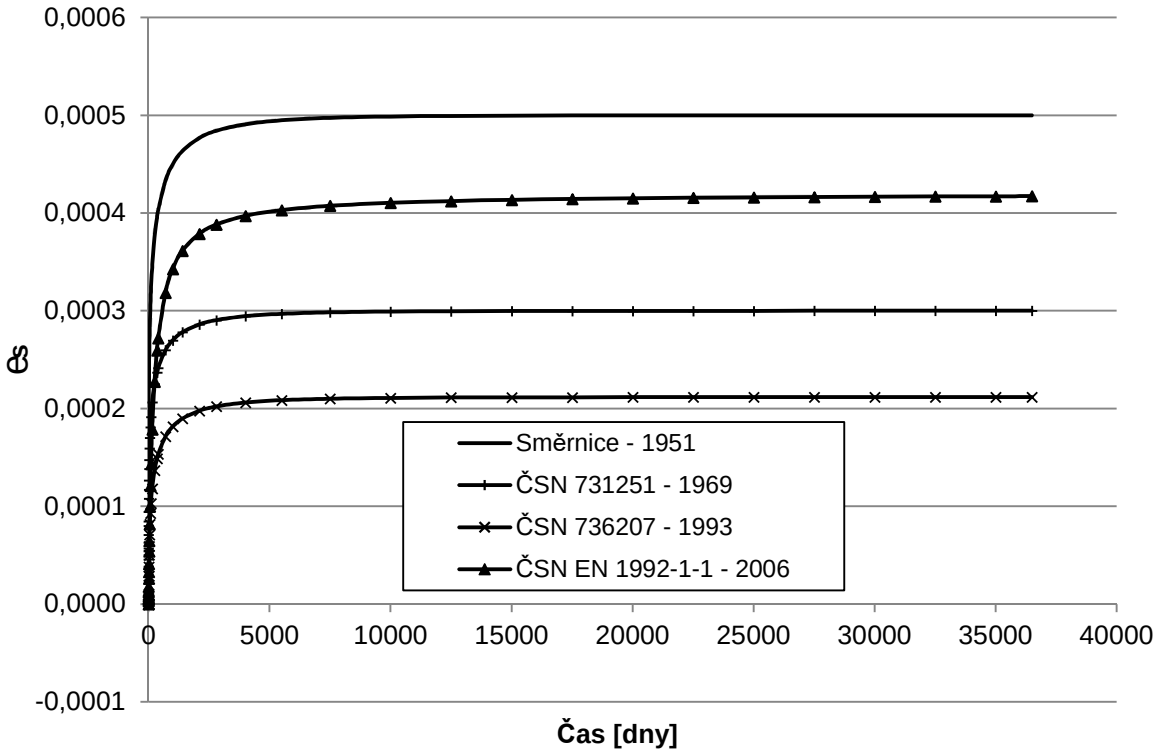
Norma a rok vydání	Údaje uvažované pro výpočet smršťování betonu
Směrnice pro navrhování mostů: 1951	Konečná hodnota poměrného přetvoření od smršťování betonu: 0,0005.
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	Konečná hodnota poměrného přetvoření od smršťování betonu: 0,0003.
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu	Konečná hodnota poměrného přetvoření od smršťování betonu: 0,0003 (uložení na vzduchu). Doba ošetřování betonu: 3 dny.
ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) “Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby“ a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) “Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady“	Doba ošetřování betonu: 3 dny Třída betonu: C30/37 Cement: rychletvrdnoucí vysokopevnostní (R) Náhradní tloušťka prvku: 350 mm Relativní vlhkost prostředí: 70%

Pozn.: průběh smršťování podle ČSN 73 2004: 1960 je stejný jako podle ČSN 73 1251: 1969

V grafech na ***Obr. 3.55*** a ***Obr. 3.56*** jsou vyneseny hodnoty součinitele dotvarování pro dobu předpokládané životnosti mostního objektu (100 let). Graf na ***Obr. 3.55*** předpokládá, že zatížení začalo působit ve stáří betonu 5 dní (přibližné obvyklé stáří betonu při vnesení předpětí), graf na ***Obr. 3.56*** předpokládá vnesení zatížení ve stáří betonu 28 dní. Ostatní výchozí údaje, společné pro oba grafy, jsou v ***tabulce 3.6***.

V ***tabulce 3.7*** je přehled základních údajů o předpínací výztuži. V grafu na ***Obr. 3.57*** je vynesen průběh relaxace předpínací výztuže v čase. Konečná hodnota relaxace závisí na poměru počátečního napětí v předpínací výztuži k mezi průtažnosti (resp. mezi $s_{0,2}$, resp. f_{pk}). Tato hodnota (výchozího poměru napětí) je v různých normách definována poněkud odlišně, bylo však snahou zvolit odpovídající výchozí podmínky při použití všech norem – přehled výchozích předpokladů, použitých pro sestavení grafu, je uveden v ***tabulce 3.8***.

V ***tabulce 3.9*** je přehled základních údajů o betonářské výztuži.

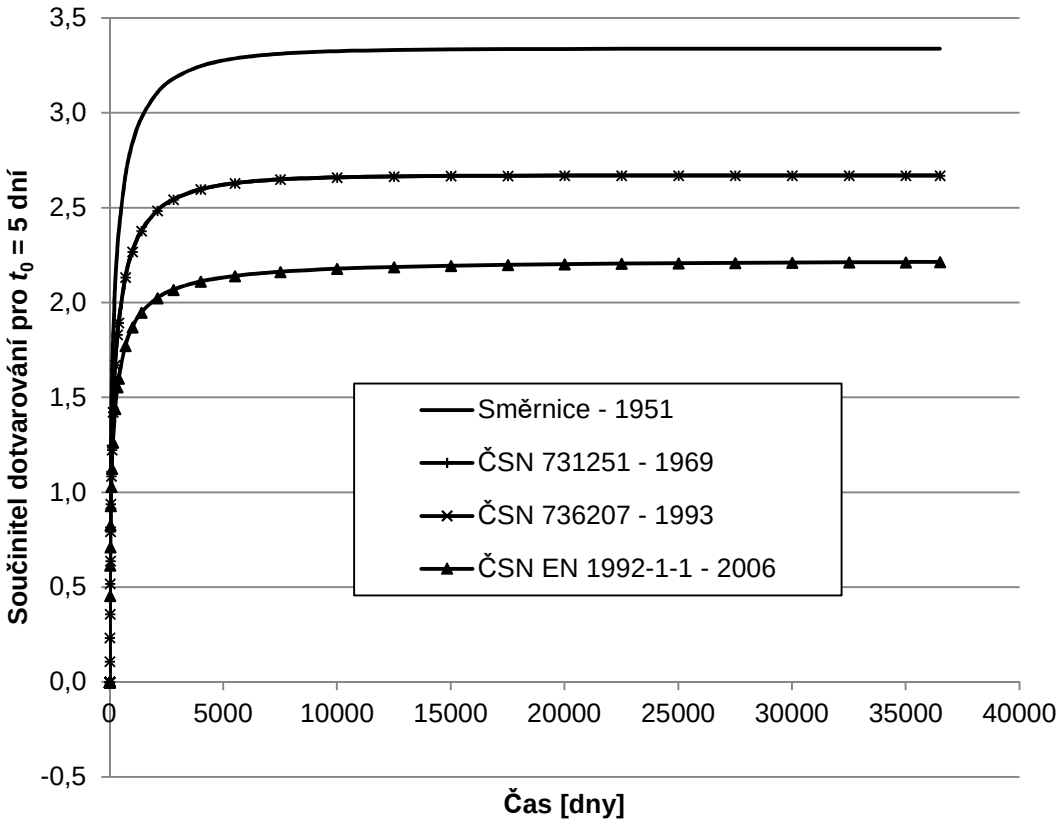


Obr. 3.54 Porovnání průběhu smršťování betonu podle jednotlivých norem (uvažované výchozí údaje jsou v ***Tab. 3.5***)

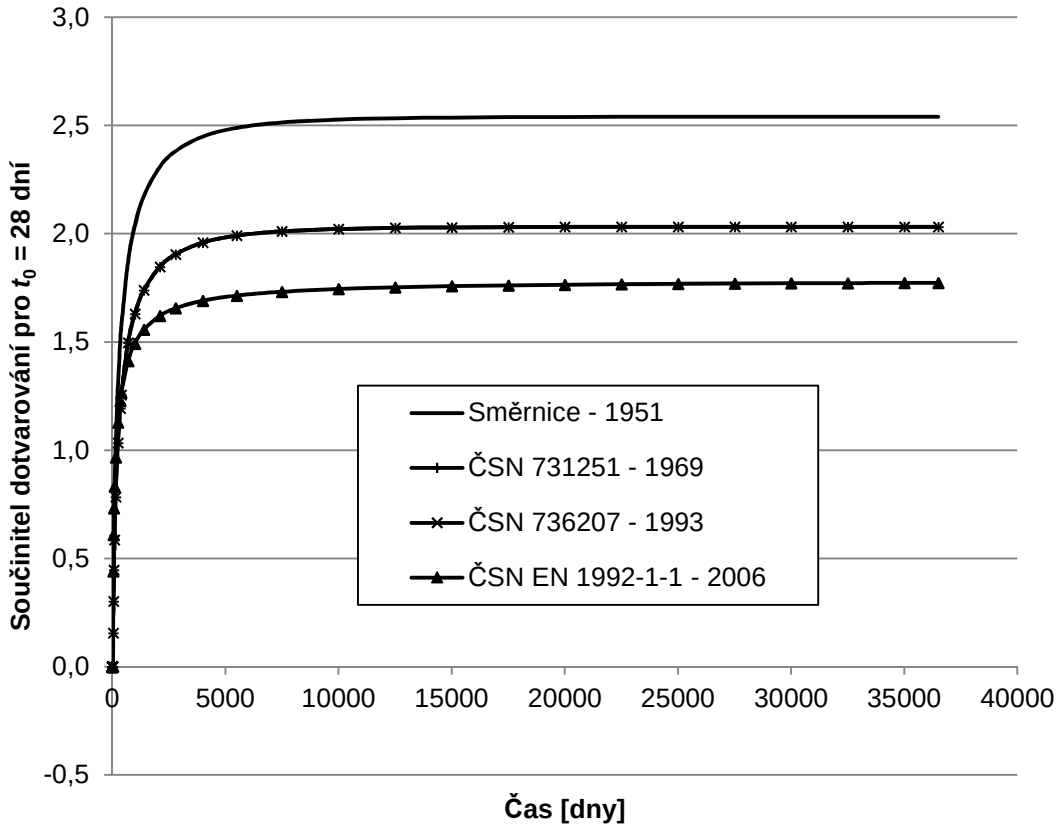
Tab. 3.6 Výchozí údaje uvažované pro grafy na ***Obr. 3.55*** a ***3.56*** (průběhy součinitele dotvarování)

Norma a rok vydání	Údaje uvažované pro výpočet dotvarování betonu
Směrnice pro navrhování mostů: 1951	Stáří betonu při vnesení zatížení: 5 dní (***Obr. 3.55***), resp. 28 dní (***Obr. 3.56***). Maximální možná konečná hodnota součinitele dotvarování: 5
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	Stáří betonu při vnesení zatížení: 5 dní (***Obr. 3.55***), resp. 28 dní (***Obr. 3.56***). Maximální možná konečná hodnota souč. dotvarování: 4 (uložení na vzduchu)
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu	Stáří betonu při vnesení zatížení: 5 dní (***Obr. 3.55***), resp. 28 dní (***Obr. 3.56***). Maximální možná konečná hodnota součinitele dotvarování: 4 (uložení na vzduchu)
ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) "Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby" a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) "Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady"	Stáří betonu při vnesení zatížení: 5 dní (***Obr. 3.55***), resp. 28 dní (***Obr. 3.56***). Třída betonu: C30/37 Cement: rychletvrdnoucí vysokopevnostní (R) Náhradní tloušťka prvku: h_0 = 350 mm Relativní vlhkost prostředí: 70%

Pozn.: průběh dotvarování podle ČSN 73 2004: 1960 a podle ČSN 73 1251: 1969 je stejný



Obr. 3.55 Součinitel dotvarování betonu pro t_0 = 5 dní podle jednotlivých norem (uvažované výchozí údaje jsou v ***Tab. 3.6***)



Obr. 3.56 Součinitel dotvarování betonu pro t_0 = 28 dní podle jednotlivých norem (uvažované výchozí údaje jsou v ***Tab. 3.6***)

Tab. 3.7 (*začátek*) Předpínací výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
Směrnice pro navrhování mostů: 1951, vč. změny kapitoly 9	Ocel pro přepínací výztuž musela mít minimálně: - mez průtažnosti (mez 0,2%) … 6500 kg/cm^2 (650 MPa), - mez pevnosti … 9000 kg/cm^2 (900 MPa), - tažnost … 4%. Modul pružnosti se uvažoval nejvýše hodnotou: E_a = 2 100 000 kg/cm^2 (210 GPa). Postup výpočtu relaxace je uveden v kap. ***3.3.8.3***, průběh je vynesen v grafu na ***Obr. 3.57***.
ČSN 73 201: 1959 Projektování betonových staveb, vč. změn, doplňků a oprav	Norma neobsahovala údaje týkající se předpínací výztuže.
ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu	Pro předpínací výztuž se užívaly hladké patentované dráty kruhového průřezu o průměru 2,0 a ž 7,0 mm. Bylo možno používat i dráty spletené ze dvou nebo tří hladkých patentovaných drátů o jmenovitém průměru 2,0 až 3,0 mm, ale vždy téhož průměru. Značení – viz kapitola ***3.3.8.7***. U předem předpjatých konstrukcí, u kterých byla předpínací výztuž kotvena soudržností, se používaly pouze spletené patentované dráty. Zaručená nejmenší pevnost v tahu byla 140 kg/mm^2 (1400 MPa) u drátů ø 7,0 mm až 200 kg/mm^2 (2000 MPa) u drátů ø 2,0 mm. Zaručená nejmenší mez průtažnosti byla 100 kg/mm^2 (1000 MPa) u drátů ø 7,0 mm až 160 kg/mm^2 (1600 MPa) u drátů ø 2,0 mm. Nejmenší tažnost byla pro všechny průměry 3%. Modul pružnosti přepínací výztuže se uvažoval těmito hodnotami: a) u hladkých patentovaných drátů aa) při jmenovitém průměru 2 až 3 mm … 2 000 000 kp/cm^2 = 200 GPa ab) při jmenovitém průměru 3,5 až 7 mm … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa b) u spletených patentovaných drátů všech průměrů … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa Postup výpočtu relaxace je uveden v ***kapitole 3.3.8.7***, průběh je vynesen v grafu na ***Obr. 3.57***.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změny – 07/1962	Pro předpínací výztuž se užívaly hladké ocelové patentované dráty podle ČSN 42 6441 Ocelový drát tažený pro předpínací výztuž.

Tab. 3.7 (*pokračování*) Předpínací výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna b – 1/1965	Pro předpínací výztuž bylo možno použít i zlaněné patent. dráty, které byly zlaněny svinutím dvou nebo tří spletených drátů. Tyto spletené dráty sestávaly ze dvou hladkých patent. drátů jmenovitého průměru 2 mm.
ČSN 73 2004, Změna c – 1/1970 a Změna d – 7/1970	Změnou c – 1/1970 byla veškerá ustanovení normy týkající se navrhování zrušena a nahrazena normou ČSN 73 1251.
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	Používaly se hladké patentované dráty, nebo dráty spletené ze dvou nebo tří hladkých patentovaných drátů o jmenovitém průměru 2 až 3 mm (vždy téhož průměru). Pro konstrukce z předem předpjatého betonu zn. 400, 500 nebo 600 (kotvení soudržností) se používaly pouze spletené patentované dráty (ty se naopak nesměly používat pro konstrukce z předem předpjatého betonu zn. 250 nebo 330). Jinou přepínací výztuž bylo možno použít na základě souhlasu ministerstva stavebnictví. Nejmenší pevnost v tahu u používaných drátů (v normě bylo uvedeno 12 druhů) byla 1400 až 2000 MPa (podle druhu drátu), nejmenší mez $\sigma_{0,2}$ byla 1000 až 1600 MPa a nejmenší tažnost byla 3%. Modul pružnosti přepínací výztuže se uvažoval těmito hodnotami: a) u hladkých patentovaných drátů aa) při jmenovitém průměru 2 až 3 mm … 2 000 000 kp/cm^2 = 200 GPa ab) při jmenovitém průměru 3,5 až 7 mm … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa b) u spletených patentovaných drátů všech průměrů … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa Postup výpočtu relaxace je uveden v kap. ***3.3.8.12***, průběh je vynesen v grafu na ***Obr. 3.57***.
ČSN 73 1251 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, změna a) – 6/1982	Kromě patentovaného drátu uváděla změna normy i tyčovou přepínací výztuž z oceli 10 607. Její vlastnosti se uvažovaly takto: a) dovolené namáhání při napínání výztuže … 540 MPa, b) dovolené namáhání při zatížení hlavním - v tahu … 450 MPa, - v tlaku … 320 MPa, c) dovolené namáhání při zatížení celkovém - v tahu … 520 MPa, - v tlaku …370 MPa, d) mezní napětí … 590 MPa, e) modul pružnosti … 210 GPa.

Tab. 3.7 (*pokračování*) Předpínací výztuž

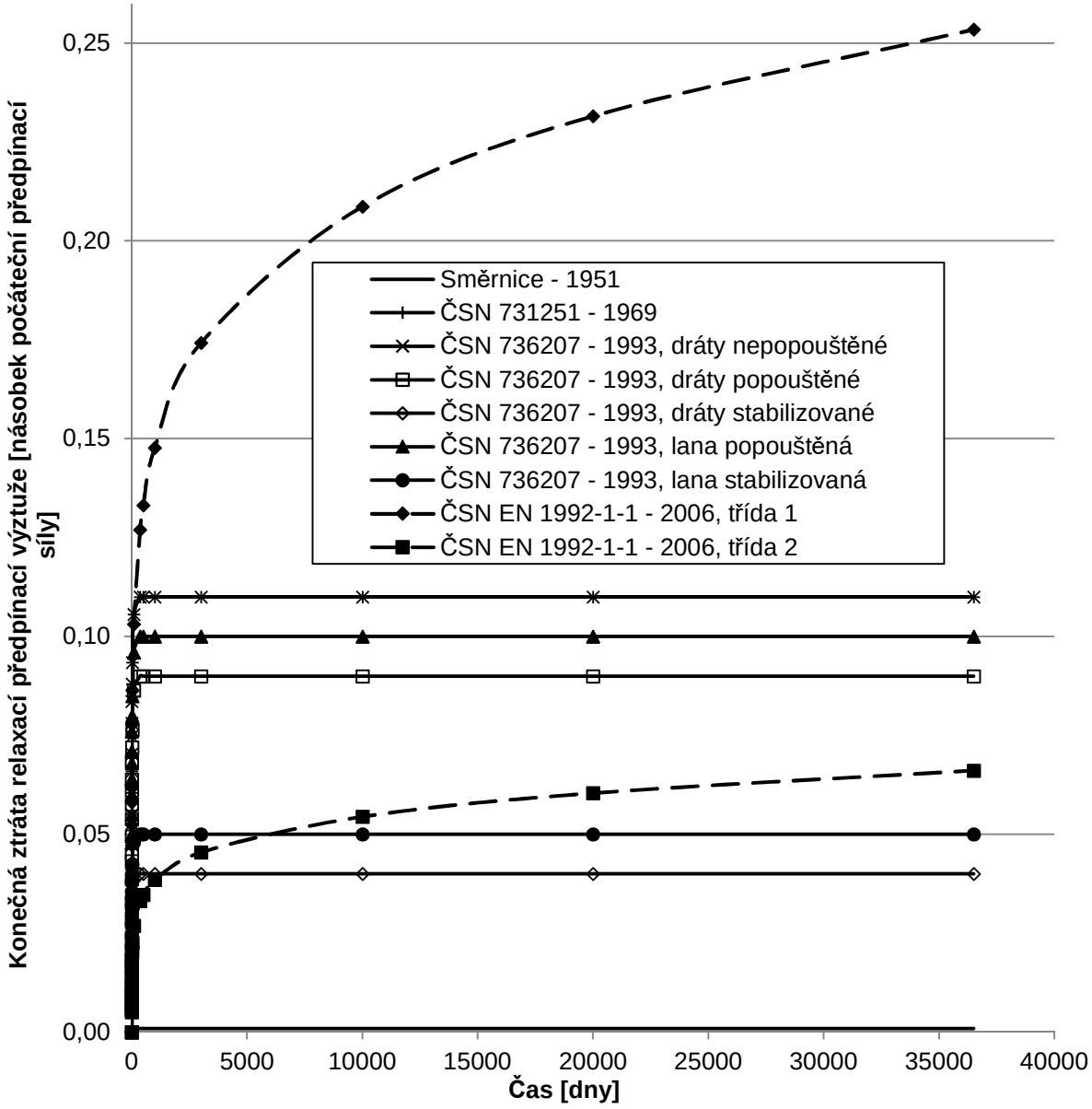
Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, vč. změn	Norma neobsahovala údaje týkající se předpínací výztuže.
ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, vč. změn	Norma neobsahovala údaje týkající se předpínací výztuže.
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu *(začátek)*	Pro předpínací výztuž norma uvádí: - nepopouštěné dráty podle ČSN 42 6441, - popouštěné a stabilizované dráty podle ČSN 42 6448, - žebírkové tyče podle ČSN 42 5536, - popouštěná a stabilizovaná lana. Hladké nepopouštěné, popouštěné nebo stabilizované dráty se mohou použít pro předpínací výztuž, která není kotvena soudržností. Spletené dráty, které jsou svinuty ze dvou nebo tří hladkých nepopouštěných drátů o jmenovitém průměru 2,0 mm až 3,0 mm (vždy téhož průměru), se mohou použít pro přepínací výztuž, která je kotvena soudržností. Rovněž žebírkové tyče válcované za tepla z oceli 10 607.0 ve stavu tepelně nezpracovaném se mohou použít pro přepínací výztuž, která je kotvena soudržností. Popouštěná lana byla uvedena o průměru 7,8 mm; 12,5 mm a 15,5 mm se jmenovitou pevností 1620 až 1800 MPa a se smluvní mezí 0,2 v rozsahu 1380 až 1530 MPa. Stabilizovaná lana uvedená v normě měla průměr 12,5 mm a 15,5 mm, jejich jmenovitá pevnost byla 1620 a 1800 MPa a smluvní mez 0,2 byla 1380 a 1530 MPa. Modul pružnosti se uvažoval těmito hodnotami: a) u hladkých drátů jmenovitého průměru 2 až 3 mm: 200 GPa, b) u hladkých drátů jmenovitého průměru 3,5 až 7 mm: 190 GPa, c) u spletených drátů všech jmenovitých průměrů: 190 GPa, d) u žebírkových tyčí: 210 GPa, e) u lan: 195 GPa. Výpočet relaxace je uveden v ***kapitole 3.3.8.19***, průběh je vynesen v grafu na ***Obr. 3.57***.

Tab. 3.7 (*pokračování*) Předpínací výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu *(dokončení)*	Předpínací výztuže neuvedené v této normě se mohly použít, pokud byly povoleny příslušným ústředním úřadem na základě průkazních zkoušek, při kterých se zjistily mechanické a technologické vlastnosti výztuže, určila se odolnost výztuže proti mezikrystalové korozi apod. Mez 0,2 předpínací výztuže neměla být větší než 0,90 násobek pevnosti. V povolení byl uveden způsob výroby povolované předpínací výztuže a stanovily se její charakteristiky pro navrhování. Nově zaváděné kotvení předpínací výztuže v kotvě, spojce nebo smyčce se mohlo při navrhování konstrukce použít, pokud příslušný ústřední úřad k tomu vydal povolení na základě ověření spolehlivosti a bezpečnosti kotvení průkazní zkouškou.
ČSN 73 6207, Změna 1	Změna normy připouštěla používání výztuží v této normě neuvedených na základě průkazních zkoušek provedených podle ČSN P 74 2871, při kterých se zjistily mechanické a technologické vlastnosti výztuže, určila se odolnost výztuže proti mezikrystalové korozi apod. Mez 0,2 předpínací výztuže neměla být větší než 0,90 násobek pevnosti. V podmínkách k použití bylo třeba stanovit charakteristiky předpínací výztuže nutné pro navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu podle přílohy G. Rovněž kotvení předpínací výztuže v kotvě, spojce nebo smyčce se mohlo při navrhování konstrukce použít na základě ověření spolehlivosti a bezpečnosti průkazní zkouškou. U kotvení předpínací výztuže pro konstrukce vystavené dynamickému nebo mnohokrát opakovanému zatížení se mohlo požadovat provedení průkazní zkoušky únavové pevnosti podle ČSN P 74 2871.
ČSN 73 6207, Změna Z2	Změna Z2 obsahovala aktualizaci požadavků, které bylo nutno splnit pro schválení výztuže a kotvení pro použití v předpjatých mostních konstrukcích.
ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) a ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208)	Jedná se o tzv. předběžné normy, které vždy platily pouze jako souběžná norma se stávající ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Realizované návrhy mostů byly podle těchto norem zpracovány pouze ve výjimečných případech (zřejmě spíše nikdy) a proto zde tyto normy podrobně nerozebíráme.

Tab. 3.7 (*dokončení*) Předpínací výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady	Eurokód 2 platí pro přepínací výztuž, kterou tvoří dráty, tyče nebo lana. Oceli vyhovující Eurokódu 2 jsou specifikovány charakteristickými hodnotami pevnosti v tahu f_{pk} , smluvní meze kluzu 0,1% - tzn. $f_{p0,1k}$ a protažení při maximálním zatížení e_{uk}. Pokud se použijí oceli, které neodpovídají EN 10138, mohou být jejich vlastnosti udány v příslušném evropském technickém schválení. Vlastnosti přepínací oceli jsou uvedeny v EN 10138 nebo v příslušném evropském technickém schválení. Předpínací vložky (dráty, lana, tyče) musí být klasifikovány podle: - pevnosti, která je označena hodnotou smluvní meze kluzu 0,1% ($f_{p0,1k}$), hodnotou poměru pevnosti v tahu ke smluvní mezi kluzu (f_{pk} / $f_{p0,1k}$) a protažení při maximálním zatížení (e_{uk}), - tříd udávajících relaxační chování, - rozměru, - povrchových charakteristik. Přepínací výztuž musí mít odpovídající duktilitu specifikovanou v EN 10138 (má platit, že f_{pk} / $f_{p0,1k}$ ≥ 1,1). Návrhovou hodnotu modulu pružnosti E_p pro lana lze předpokládat rovnou 195 GPa. Skutečná hodnota může být v rozsahu 185 GPa až 205 GPa v závislosti na výrobním postupu. V průvodním certifikátu dodávky má být uvedena příslušná hodnota. Výpočet relaxace je uveden v ***kapitole 3.3.8.23***, průběh je vynesen v grafu na ***Obr. 3.57***.



Obr. 3.57 Relaxace předpínací výztuže podle jednotlivých norem (uvažované výchozí údaje jsou v ***Tab. 2.8***)

Tab. 3.8 Výchozí údaje uvažované pro graf na ***Obr. 2.57*** (průběhy relaxace předpínací výztuže)

Norma a rok vydání	Údaje uvažované pro výpočet relaxace
Směrnice pro navrhování mostů: 1951	s_{p0} = 0,9 meze průtažnosti
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	s_{p0} = 0,9 $s_{0,2}$
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu	s_{p0} = 0,9 $s_{0,2}$
ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208)	s_{p0} = (s_{pi} =) 0,8 f_{pk}

Pozn.: průběh relaxace podle ČSN 73 2004: 1960 je stejný jako podle ČSN 73 1251: 1969

Tab. 3.9 (*začátek*) Betonářská výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o betonářské výztuži
Směrnice pro navrhování mostů: 1951	Bylo možno navrhnout jakoukoliv ocel, jejíž používání bylo povoleno pro mostní konstrukce železobetonové, přičemž se muselo jednat o ocel se zaručenou průtažností. "Směrnice" platila pro mostní konstrukce vyztužené: a) vložkami kruhového průřezu z oceli 10372 (nebo zaručeně svařitelné oceli 10373), se zaručenou mezí průtažnosti 2300 kg/cm^2 (230 MPa), b) vložkami kruhového průřezu z oceli 10452 do f 30 mm, se zaručenou mezí průt. 2700 kg/cm^2 (270 MPa), c) vložkami z oceli 10492 (Toros) do f T 26 mm, se zaručenou mezí průtažnosti 4000 kg/cm^2 (400 MPa). Tuto ocel však nebylo povoleno požívat pro železobetonové konstrukce železničních mostů, d) vložkami z oceli 10512 (nebo zaručeně svařitelné oceli 10513 – Roxor), se zaručenou mezí průtažnosti 3800 kg/cm^2 (380 MPa).
ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, *vč. změn* a ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, *vč. Doplňků*	Pro betonářskou výztuž se používaly oceli podle ČSN 73 2001: 1959 a Doplňků k ní. Celkem se zde uvádělo 7 druhů betonářské výztuže. Použití tuhé nebo smíšené výztuže vyžadovalo povolení ministerstva stavebnictví.
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu a ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, *vč. změn*	Pro betonářskou výztuž se používaly oceli podle ČSN 73 2001 Projektování betonových staveb. Celkem zde bylo uvedeno 13 druhů betonářské výztuže. Modul pružnosti betonářské výztuže se uvažoval hodnotou 2 100 000 kp/cm^2 (210 GPa).
ČSN 73 1251 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, změna a) – 6/1982	Z hlediska výše uvedených vlastností betonářské výztuže změna normy neobsahovala závažné úpravy.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, 1971	V normě se uvádějí následující zásady pro používání betonářské výztuže: a) ocel 10 216 se používá jen na konstrukční a zajišťující výztuž; pro konstrukce a konstrukční části namáhané na únavu se nesmí používat, b) ocel 11 373 se používá jen pro speciální účely (např. pro závěsná oka prefabrikátů); pro konstrukce a konstrukční části namáhané na únavu se nesmí používat, c) oceli 10 335, 10 338, 10 425 a 10 426 se používají pro nosnou výztuž mostů. Modul pružnosti betonářské výztuže se uvažuje hodnotou 210 GPa. Teplotní součinitel délkové roztažnosti u betonu i betonářské oceli se předpokládá hodnotou 0,000 012.

Tab. 3.9 (*pokračování*) Betonářská výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o betonářské výztuži
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna a-10/1989	Ve změně normy se uvádějí následující zásady pro používání betonářské výztuže: a) ocel 10 216 se smí použít pro konstrukce a konstrukční části namáhané na únavu a jen tehdy, je-li dodána s hutním atestem, b) ocel 11 373 a 11 375 se používá jen pro speciální účely (např. pro závěsná oka dílců), c) oceli 10 245, 10 335, 10 338, 10 425, 10 505 a KARI síť se používají pro nosnou výztuž mostů; přitom není dovoleno svařování vložek z oceli 10 338 a z oceli KARI, jakož i jejich ohýbání za tepla. Průměry výztužných vložek nesmějí být menší než: a) u třmínků (spon) a nosné výztuže chodníkových desek 6 mm, b) u nosné výztuže sloupů 14 mm, c) u nosné výztuže ostatních konstrukčních částí 6 mm. Změna normy dále obsahovala podstatnou úpravu posuzování betonářské výztuže na únavu.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna 2 (1994)	Pro zajištění soudržnosti se mají navrhovat výztužné vložky malého průměru. Průměry výztuže trámů a desek mají být nejvýše rovny 1/10 výšky průřezu. Průměry výztužných vložek musí však být alespoň: a) u třmínků a spon: 6 mm, b) u nosné výztuže sloupů a tlačených stěn: 14 mm, c) u nosné výztuže ostatních konstrukcí: 12 mm, d) u svařovaných sítí: 5 mm, e) u ostatní výztuže: 8 mm.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna Z3 (2005)	Pro nosnou výztuž mostů se používají také oceli 10 425, 10 505, 10 555 a odporově svařované sítě vyráběné např. způsobem KARI (“sítě SZ“) z žebírkových drátů. Svařování vložek sítí SZ, jakož i jejich ohýbání za tepla není dovoleno.
ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, 1993	Pro betonářskou výztuž se používají oceli podle ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí. Modul pružnosti betonářské výztuže se uvažuje hodnotou 210 GPa.
ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) a ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208)	Jedná se o tzv. předběžné normy, které vždy platily pouze jako souběžná norma se stávající ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Realizované návrhy mostu byly podle těchto norem zpracovány pouze ve výjimečných případech (zřejmě spíše nikdy) a proto zde tyto normy podrobně nerozebíráme.

Tab. 3.9 (*dokončení*) Betonářská výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o betonářské výztuži
ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady	Vlastnosti betonářských ocelí se musí ověřit zkušebními postupy podle EN 10080 (42 1039). Chování betonářské výztuže je stanoveno následujícími vlastnostmi: - mezí kluzu (f_{yk} nebo $f_{0,2k}$), - maximální skutečnou mezí kluzu ($f_{y,max}$), - pevností v tahu (f_t), - duktilitou (ε_{uk} a f_t / f_{yk}), kde ε_{uk} je charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení, - ohýbatelností, - charakteristikami soudržnosti (f_R), - rozměry průřezu a tolerancemi, - únavovou pevností, - svařitelností, - smykovou a svarovou pevností u svařovaných sítí a příhradovin. Upřesnění konkrétních hodnot pro výztuže používané v České republice je v normě ČSN 42 0139. Eurokód 2 platí pro žebírkovou a svařitelnou výztuž, včetně výrobků z nich, s mezí kluzu v rozsahu f_{yk} = 400 MPa až 600 MPa. Z hlediska duktility (tažnosti) se betonářské oceli rozdělují na třídy A, B, C podle poměru $(f_t / f_y)_k$ a ε_{uk} . Podrobnější požadavky na jednotlivé třídy oceli jsou dány v EN 1992-1-1, příloha C. Pro mosty v ČR je možno používat pouze oceli o třídě duktility B nebo C.

Podrobnější údaje jsou uvedeny v následujících kapitolách, věnovaných jednotlivým normám, které postupně platily na našem území pro navrhování železničních mostů z předpjatého betonu.

3.3.8.3 Směrnice pro navrhování mostů: 1951, vč. Změny kapitoly 9 z 7/1960

První železniční mosty z předpjatého betonu byly uvedeny do provozu v roce 1954 (viz **Příloha 1**) proto prvním předpisem, jehož požadavky zde uvádíme, je tato “Směrnice“ z roku 1951. Rovněž je však nutno uvést, že podle čl. 13.1 a 13.2 “Směrnice“ platí pouze pro silniční mosty a “užití konstrukcí z předpjatého betonu pro železniční mosty podléhá předběžnému schválení ústředního železničního úřadu“. Protože konstrukce z předpjatého betonu byly v té době ještě ve vývoji, byla ustanovení “Směrnice“ považována za souhrn soudobých názorů a za vodítko, nikoliv za striktní neměnný předpis. Odchylky od těchto ustanovení však bylo nutno projednat před jejich použitím s příslušným ústředním úřadem a v případě potřeby odůvodnit zkouškami.

“Směrnice“ sloužila pro navrhování konstrukcí podle teorie dovolených namáhání. Při návrhu předpjatých konstrukcí se posuzovala rovněž “míra bezpečnosti proti dosažení meze trvalé použitelnosti a proti dosažení meze únosnosti“.

Beton

“Směrnice“ stanovovala údaje pro navrhování železobetonových konstrukcí z betonu “druhů“ 170 (e), 250 (f) a 330 (g), které musely po 28 dnech tvrdnutí vykázat průměrnou krychelnou pevnost alespoň 170, 250 a 330 kg/cm^2 (17, 25 a 33 MPa).

Zvláštní kapitola byla věnována navrhování konstrukcí z předpjatého betonu. Podle “Směrnice“ se předpjaté konstrukce dělily na *nedělené* a *dělené* a na konstrukce *předpjaté předem* a konstrukce *předpjaté dodatečně*. “Směrnice“ rovněž uváděla pojem *spřažené betonové prvky*, ve kterých spolupůsobí předpjaté a nepředpjaté části konstrukce.

U konstrukcí *předem předpjatých* měla být krychelná pevnost betonu předpjatých částí v době vnesení předpětí minimálně 330 kg/cm^2 (33 MPa) a po 28 dnech tvrdnutí minimálně 400 kg/cm^2 (40 MPa).

U konstrukcí *dodatečně předpjatých* měla být krychelná pevnost betonu předpjatých částí v době vnesení předpětí, nejpozději však po 28 dnech tvrdnutí, minimálně 330 kg/cm^2 (33 MPa).

Stejnou pevnost v tlaku jako beton měla zpravidla vykazovat i malta nanášená do spár dělených prvků.

Dodatečně vybetonované nepředpjaté části spřažených betonových prvků, stejně jako železobetonové nosné části doplňující předpjaté nebo spřažené betonové prvky ve výslednou mostní konstrukci (např. příčná ztužidla), musely mít po 28 dnech krychelnou pevnost minimálně 250 kg/cm^2 (25 MPa).

Modul pružnosti se uvažoval hodnotou E_b = 2000/3-násobek [kg/cm^2] současné krychelné pevnosti betonu, nejvýše však 2000/3-násobek [kg/cm^2] zaručené krychelné pevnosti betonu po 28 dnech tvrdnutí a ne více než 400 000 kg/cm^2 (40 GPa). Při dlouhodobém namáhání se do výpočtu zavedl místo modulu pružnosti betonu jeho modul přetvárnosti, definovaný jako poměr napětí v betonu k součtu pružného a nepružného poměrného přetvoření:

$$E_{bd} = \frac{1}{1+p}.E_b \quad \text{, kde:} \qquad (3.21)$$

E_b je modul pružnosti betonu,

p je součinitel vyjadřující průběh dotvarování betonu (výraz “součinitel dotvarování“ se ve “Směrnici“ nepoužíval) podle vztahu:

$$p = 5.\left[\left(1 - e^{-T^{1/2}}\right)^{1/2} - \left(1 - e^{-T_0^{1/2}}\right)^{1/2}\right] \quad \text{, kde:} \qquad (3.22)$$

e je základ přirozených algoritmů,
T_0 je stáří betonu v rocích od vybetonování až do začátku působení uvažovaného namáhání,
T je stáří betonu v rocích od vybetonování až do doby, kdy uvažované zatížení přestalo působit, eventuálně až do sledovaného okamžiku, jestliže zatížení působí i nadále.

Smršťování betonu se podle “Směrnice“ uvažovalo svou konečnou hodnotou:

$$\frac{\Delta l}{l} = 0{,}0005 \quad ,$$

eventuálně svou mezilehlou hodnotou podle vztahu:

$$\frac{\Delta l}{l} = 0{,}0005.\left(1 - e^{-T^{1/2}}\right)^{1/2} \quad \text{, kde:} \qquad (3.23)$$

Δl je délkové smrštění,
l je původní délka,
e je základ přirozených algoritmů,
T je doba smršťování v rocích (počítaná od vybetonování, při eventuálním počátečním uložení ve vodě pak od konce vodního uložení).

Součinitel tepelné roztažnosti se předpokládal hodnotou 0,000 012.

Předpínací výztuž

Ocel pro přepínací výztuž musela splňovat minimálně tyto požadavky:

- mez průtažnosti (mez 0,2%) … 6500 kg/cm^2 (650 MPa),
- mez pevnosti … 9000 kg/cm^2 (900 MPa),
- tažnost … 4%.

Modul pružnosti se uvažoval nejvýše hodnotou: E_a = 2 100 000 kg/cm^2 (210 GPa).

Relaxace předpínací výztuže měla být pro zvolenou ocel obvykle ověřena zkouškou. Pro nezvlněné a nesplétané vložky bylo možno přibližně předpokládat, že protažení vlivem dotvarování výztuže l činí při napětí:

- rovném 100% zaručené meze průtažnosti … l = 2 ‰,
- při napětí rovném 85% zaručené meze průtažnosti … l = 0,4 ‰,
- při napětí rovném 50% zaručené meze průtažnosti … l = 0 ‰.

Pokud se neprovedly zvláštní zkoušky, bylo dovoleno předpokládat pro výpočet konstrukcí z předem předpjatého betonu, že celé dotvarování předpínací výztuže proběhne před koncem tuhnutí betonu.

Dotvarování přepínací výztuže nebylo nutno ve statickém výpočtu dbát, pokud byla výztuž při svém napínání přechodně namáhána alespoň 15 minut silou o 10% větší,

než bylo předepsané předpětí, pak teprve odlehčena a takto zakotvena. Dotvarování přepínací výztuže nebylo nutno dbát ani tehdy, pokud byla výztuž napnuta na součet předepsaného předpětí a pravděpodobné ztráty předpětí vlivem dotvarování a při tomto napětí zakotvena.

Součinitel tepelné roztažnosti oceli se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Betonářská výztuž

Jako betonářskou výztuž bylo možno navrhnout jakoukoliv ocel, jejíž používání bylo povoleno pro mostní konstrukce železobetonové, přičemž se muselo jednat o ocel se zaručenou průtažností. “Směrnice“ platila pro mostní konstrukce vyztužené:

a) vložkami kruhového průřezu z oceli 10372 (nebo zaručeně svařitelné oceli 10373), se zaručenou mezí průtažnosti 2300 kg/cm^2 (230 MPa),
b) vložkami kruhového průřezu z oceli 10452 do f 30 mm, se zaručenou mezí průtažnosti 2700 kg/cm^2 (270 MPa),
c) vložkami z oceli 10492 (Toros) do f T 26 mm, se zaručenou mezí průtažnosti 4000 kg/cm^2 (400 MPa),
d) vložkami z oceli 10512 (nebo zaručeně svařitelné oceli 10513 – Roxor), se zaručenou mezí průtažnosti 3800 kg/cm^2 (380 MPa).

Pro železobetonové konstrukce železničních mostů však nebylo dovoleno používat výztuž z oceli 10492 (Toros).

Konstrukční zásady – železobetonové konstrukce (“část 9“)

Mezery mezi vložkami nesměly být menší než tloušťka vložek a ne menší než 20 mm.

Krytí vložek betonářské výztuže (i třmínků) betonem muselo být minimálně:

- u desek … 10 mm,
- u trámů a sloupů … 20 mm.

Byla-li konstrukce vydána zvlášť nepříznivým vlivům prostředí, zvětšovaly se tyto hodnoty:

- u desek na … 20 mm,
- u trámů a sloupů na … 30 mm.

Pronikání kouřových plynů a jiných škodlivin se muselo čelit hutným betonem, a bylo-li třeba, i vhodným nátěrem. U mostů nad železnicemi musela vzdálenost výztužných vložek z oceli 10492 (Toros) a 10512 (Roxor) od líce betonu, který mohl být vystaven přímému účinku kouřových plynů, být nejméně:

- u desek … 30 mm,
- u trámů … 40 mm

a kromě toho musela být konstrukce s těmito druhy výztuže chráněna před přímým zásahem kouře nad osou každé koleje v pruhu širokém alespoň 2 m (např. vlnitými osinkocementovými deskami).

Konstrukční zásady – předpjaté konstrukce (část "13")

Krytí všech ocelových vložek (předpjatých i nepředpjatých), jakož i mezery mezi souběžnými vložkami měly být alespoň 15 mm, nejméně však 4/3 největší velikosti zrn užitých kamenných součástí. Tloušťka stěn mezi kanálky pro výztužné kabely měla být alespoň 30 mm.

3.3.8.4 ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, vč. Změny 06/1959 a Opravy 2/1961

Na tuto normu se odvolávala norma ČSN 73 2004: 1960 v otázkách týkajících se betonářské výztuže.

Pro výztuž železobetonových konstrukcí se podle této normy používaly vložky z následujících ocelí třídy 10 se zaručenou nejmenší mezí průtažnosti:

a) oceli kruhového průřezu[1)]

aa) ocel 10 002 o průměru ≤ 30 mm, s mezí průtažnosti min. 2 100 kg/cm^2 (210 MPa),

ab) ocel 10 373 se zaručenou svařitelností a s mezí průtažnosti:

a) u vložek o průměru ≤ 30 mm … min. 2 300 kg/cm^2 (230 MPa),

b) u vložek o průměru > 30 ≤ 50 mm … min. 2 100 kg/cm^2 (210 MPa)

b) oceli kruhového průřezu s průběžnými výstupky[2)]

ba) ocel 10 452 o průměru ≤ 30 mm, s mezí průtažnosti min. 2 700 kg/cm^2 (270 MPa),

bb) ocel 10 453 o průměru ≤ 30 mm, se zaručenou svařitelností a s mezí průtažnosti min. 2 700 kg/cm^2 (270 MPa),

c) oceli zvláštních průřezů

ca) ocel 10 492 kruhového průřezu se dvěma šroubovitě stoupajícími výstupky (Toros)[3)], o mezi průtažnosti[4)] min. 4 000 kg/cm^2 (400 MPa),

cb) ocel 10 512 křížového průřezu (Roxor), jmenovitých průměrů ≥ 10 mm ≤ 70 mm[5)], o mezi průtažnosti min. 3 800 kg/cm^2,

cc) ocel 10 513 křížového průřezu (Roxor), jmenovitých průměrů ≥ 10 mm ≤ 70 mm[5)], se zaručenou svařitelností, o mezi průtažnosti min. 3 800 kg/cm^2 (380 MPa).

Druh a jakost oceli na výztuž železobetonových konstrukcí se označovala číselně podle ČSN 42 0002[6)].

Poznámky:

[1)] Oceli 10 370 a 10 372 se nenavrhují ani neobjednávají. Pokud jsou ještě u spotřebitelů na skladě, použijí se na výztuž železobetonových konstrukcí za těchto podmínek:

a) ocel 10 370 má informativní mez průtažnosti 2 100 kg/cm^2 a její převodní součinitel pro betony všech značek se uvažuje hodnotou C = 1;
b) ocel 10 372 má zaručenou mez průtažnosti 2 300 kg/cm^2 a její převodní součinitel pro betony všech značek se uvažuje hodnotou C = 1,15.

[2)] Tyče mají kruhový průřez se dvěma výstupky, probíhajícími rovnoběžně po celé délce tyče. Jmenovitý průměr se vztahuje na jádro tyče (bez výstupků).

[3)] Tyče mají kruhový průřez se dvěma výstupky probíhajícími šroubovitě po celé délce tyče, která byla zkroucena za studena kolem své podélné osy. Jmenovitý průměr se vztahuje na jádro tyče (bez výstupků).

[4)] Mez 0,2% podle ČSN 42 0310, tj. napětí, při němž trvalé protažení se rovná 0,2% původní délky tyče.

[5)] Tyče mají křížový průřez s příčnými žebírky. Jmenovitý průměr se vztahuje na průměr kružnice opsané příčnému průřezu tyče. Tyče o průměru 5,5 a 6,5 mm se přechodně dodávají podle dohody ministerstva stavebnictví s ministerstvem hutního průmyslu a rudných dolů jako tyče kruhového průřezu, se dvěma řadami periodicky se opakujících výstupků (tzv. slzičková ocel). Platí pro ně ustanovení ministerstva stavebnictví, č.j. 251-394-T 2/2-1957 ze dne 24. května 1957. Jmenovitý průměr se vztahuje na jádro tyče (bez výstupků).

[6)] Číselná značka oceli je pětimístné číslo, určující základní materiál (ingot). Číslo příslušné normy jakosti (materiálového listu) se získá, předřadí-li se číselné značce oceli číslo 4 (např. pro ocel číselné značky 10 512 platí materiálový list ČSN 41 0512).

První číslice v číselné značce oceli vyjadřuje, že jde o ocel tvářenou.

První dvojčíslí v číselné značce vyznačuje třídu oceli a je odděleno od zbývajících třech číslic mezerou. Třída 10 zahrnuje oceli, u nichž se nezaručuje obsah P a S v hotovém výrobku.

Dvojčíslí tvořené třetí a čtvrtou číslicí v číselné značce oceli třídy 10 představuje označení řady a značí u betonářských ocelí řady 37 a 45 nejmenší, u řady 49 a 51 přibližnou střední pevnost oceli v tahu v kg/mm^2.

Pátá číslice v číselné značce oceli vyjadřuje vlastnosti oceli, a to takto:

a) zaručená mez průtažnosti …….. 2,
b) zaručená mez průtažnosti a zaručená svařitelnost …….. 3.

Modul pružnosti se uvažoval hodnotou E_a = 2 100 000 kg/cm^2 (210 GPa).

Součinitel tepelné roztažnosti oceli se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Použití tuhé nebo smíšené výztuže vyžadovalo vždy povolení ministerstva stavebnictví.

3.3.8.5 ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, Doplněk 7/1959

V Doplňku se měnila hodnota převodního součinitele pro oceli 10 512 a 10 513.

Výztuž v tlačené části průřezu, vedená ve směru napětí, musela mít krytí min. 1,5 cm.

3.3.8.6 ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb, Doplněk 9/1960

V Doplňku se nově uváděla možnost používat pro výztuž železobetonových konstrukcí svařované sítě, mřížoviny a prostorové výztužné kostry. Dále doplněk obsahoval změny konstrukčních zásad, kotvení a stykování výztuže apod.

3.3.8.7 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu

Norma platila pro navrhování a provádění konstrukcí z předpjatého betonu a pro stavební kontrolu prací na těchto konstrukcích. Navrhování konstrukcí bylo založeno na teorii dovolených namáhání a stupňů bezpečnosti.

Pro konstrukce z předpjatého betonu, u nichž se uvažovalo s vydáním zvláštních předpisů (např. konstrukce bez soudržnosti mezi přepínací výztuží a betonem, předpjaté konstrukce z lehkého betonu apod.) platila tato norma v rozsahu vymezeném příslušnými předpisy.

Norma neplatila pro konstrukce, v nichž bylo předpětí dosaženo volbou pracovního postupu (dobetonováním taženého pásu při působení zatížení, rozpíráním konstrukce do pevných opěr apod.).

Beton

Konstrukce z předem předpjatého betonu se navrhovaly z betonu druhů 400, 500 a 600, konstrukce z dodatečně předpjatého betonu z betonu druhů 330, 400, 500 a 600 podle ČSN 73 2001: 1959.

Železobetonové nebo betonové nepředpjaté části spřažených konstrukcí z předpjatého betonu se navrhovaly z betonu druhu 250, případně také z betonu druhů 330, 400, 500 a 600.

Základní hodnoty dovolených namáhání (pro zatížení hlavní, tj. – mírně zjednodušeně řečeno – pro součet zatížení stálého a zatížení dopravou) a hodnoty modulu pružnosti pro druhy betonu používané pro předpjaté konstrukce jsou v ***Tabulce 3.10***.

Tab. 3.10 Základní vlastnosti betonu pro předpjaté konstrukce

Druh betonu	Dovolené namáhání v tlaku v tlačené oblasti za rovinného ohybu [MPa]	Modul pružnosti [GPa]
250	9,0	28,5
330	11,0	33,0
400	13,5	36,0
500	16,0	38,5
600	18,0	40,5

Dotvarování betonu se uvažovalo jako *p*-násobek pružného přetvoření. Součinitel dotvarování *p* se určil pro beton uložený na suchém vzduchu ze vztahu:

$$p = 5.\left[1 - e^{-t^{\frac{1}{2}}}\right] - \left[1 - e^{-t_0^{\frac{1}{2}}}\right] \quad \text{, kde:} \qquad (3.24)$$

e je základ přirozených algoritmů,
t_0 je stáří betonu v rocích od vybetonování až do začátku působení uvažovaného namáhání,
t je stáří betonu v rocích od vybetonování až do sledovaného okamžiku.

Součinitel dotvarování *p* se určil při uložení betonu:

a) ve vodě … jako 0,40 násobek,
b) na velmi vlhkém vzduchu … jako 0,60 násobek,
c) na volném prostranství … jako 0,80 násobek

součinitele dotvarování *p* při betonu uloženém na suchém vzduchu.

Při dlouhodobém namáhání se do výpočtu napětí a průhybů dosadil modul přetvárnosti E_{bd}, daný poměrem napětí betonu k součtu pružného a nepružného poměrného přetvoření a určený ze vztahu:

$$E_{bd} = \frac{1}{1+p}.E_b \quad \text{, kde} \qquad (3.25)$$

E_b je modul pružnosti betonu,
p je součinitel dotvarování betonu.

Pro vyjádření vlivu pružného přetvoření betonu při zavedení předpětí se při výpočtu použil upravený modul přetvárnosti E_{bd}, určený ze vztahu:

$$E_{bd} = \frac{1}{\mathrm{l} + p}.E_b \quad \text{, kde} \qquad (3.26)$$

l je součinitel pružného pružného přetvoření podle ***Tab. 3.11***,
E_b je modul pružnosti betonu,
p je součinitel dotvarování betonu.

Tab. 3.11 Součinitele pružného přetvoření l

Obor platnosti		Součinitel pružného přetvoření l
Předpětí předem		1,00
Předpětí dodatečně vnesené	v jedné etapě	0,00
	ve dvou etapách	0,25
	ve třech etapách	0,33
	ve čtyřech etapách	0,38
	v pěti a více etapách	0,50

Smršťování betonu se uvažovalo svou konečnou hodnotou ε_{s0}, která se rovná při uložení betonu:

a) ve vodě … 0,0000,
b) na velmi vlhkém vzduchu … 0,0002,
c) na volném prostranství … 0,0003,
d) na suchém vzduchu … 0,0004,

popř. mezilehlou hodnotou, určenou ze vztahu:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} \cdot \left(1 - e^{-t^{\frac{1}{2}}}\right) \quad \text{, kde:} \qquad (3.27)$$

ε_s je poměrné zkrácení způsobené smrštěním betonu v době od vybetonování do sledovaného okamžiku,
ε_{s0} je poměrné zkrácení způsobené smrštěním betonu v době od vybetonování do ukončení smršťování,
e je základ přirozených logaritmů,
t je stáří betonu v rocích od vybetonování až do sledovaného okamžiku.

Součinitel tepelné roztažnosti se předpokládal hodnotou 0,000 012.

Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž se užívalo hladkých patentovaných drátů kruhového průřezu o průměru 2,0 až 7,0 mm. Bylo možno používat i dráty spletené ze dvou nebo tří hladkých patentovaných drátů o jmenovitém průměru 2,0 až 3,0 mm, ale vždy téhož průměru.

U předem předpjatých konstrukcí, u kterých byla předpínací výztuž kotvena soudržností, se používaly pouze spletené patentované dráty.

U předpínací výztuže se používalo následující označení:

a) hladké patentované dráty … např. ø P 4,5 (tzn. jeden drát průměru 4,5 mm),
b) spletené patentované dráty se označovaly značkami, do nichž se vložila číslice určující počet hladkých patentovaných drátů vzájemně spletených – například tři dráty ø P 2,5 vzájemně spletené se označily jako ø P 3 x 2,5,
c) kabely nebo výztuž v konstrukčním prvku se značily značkami podle předcházejících odstavců, před něž se předřadily číslice určující počet takových drátů v kabelu nebo v konstrukčním prvku (např. kabel z 12 hladkých drátů ø P 4,5 se označil 12 ø P 4,5; v konstrukčním prvku z 20 spletených drátů ø P 3 x 2,5 se použilo označení 20 ø P 3 x 2,5,
d) zlepšené (viz dále) patentované dráty hladké i spletené, jakož i kabely a výztuž v konstrukčním prvku z takových drátů, se značily značkami podle předcházejících odstavců, do nichž se vložilo ještě písmeno Z (např. ø PZ 4,5; ø PZ 3 x 2,5; 12 ø PZ 4,5; 20 ø PZ 3 x 2,5),
e) podle Změny b – 1/1965 (viz ***kapitola 3.3.8.9***) bylo možno použít i tzv. zlaněné patentované dráty. Pak se označení spleteného patentovaného drátu kladlo do závorky a před ní se vytknul počet spletených patentovaných drátů, svinutých

ve zlaněný drát; např. drát zlaněný ze tří (dvojic) spletených patentovaných drátů ø 2 mm se označil ø P3 x (2 x 2).

Zaručená nejmenší pevnost v tahu byla 140 kg/mm^2 (1400 MPa) u drátů ø 7,0 mm až 200 kg/mm^2 (2000 MPa) u drátů ø 2,0 mm. Zaručená nejmenší mez průtažnosti byla 100 kg/mm^2 (1000 MPa) u drátů ø 7,0 mm až 160 kg/mm^2 (1600 MPa) u drátů ø 2,0 mm. Nejmenší tažnost byla pro všechny průměry drátu 3%.

Modul pružnosti přepínací výztuže se uvažoval těmito hodnotami:

a) u hladkých patentovaných drátů …

aa) při jmenovitém průměru 2 až 3 mm … 2 000 000 kp/cm^2 = 200 GPa
ab) při jmenovitém průměru 3,5 až 7 mm … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa

b) u spletených patentovaných drátů všech průměrů …

1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa

Uvedenou zaručenou nejmenší mez průtažnosti bylo možno zvýšit na zvýšenou mez průtažnosti **zlepšením** patentovaného drátu, které spočívalo v tom, že se do drátu vneslo předběžné napětí, rovné nejvýše zaručené nejmenší mezi průtažnosti. Toto předběžné napětí se vneslo alespoň na dobu dvou minut, načež se drát zcela odlehčil, nebo se napětí snížilo alespoň na 2/3 zaručené nejmenší meze průtažnosti.

Hodnoty poměru zvýšené meze průtažnosti k zaručené nejmenší mezi průtažnosti, odpovídající různým poměrům předběžného napětí k zaručené nejmenší mezi průtažnosti, jsou uvedeny informativně v ***Tab. 3.12***. Tyto hodnoty se použily, pokud nebyly z výsledků zkoušek známy a příslušným ústředním úřadem schváleny hodnoty přesnější.

U spletených patentovaných drátů se předpokládalo zachování zvýšené meze průtažnosti, pokud napětí v drátu po zlepšení nekleslo pod čtvrtinu zvýšené meze průtažnosti. U hladkých patentovaných drátů zůstávala zvýšená mez průtažnosti zachována i po úplném odlehčení. Zaručená nejmenší pevnost drátů se i po zlepšení uvažovala beze změny.

Tab. 3.12 Zlepšení patentovaného drátu

Poměr předběžného napětí k zaručené nejmenší mezi průtažnosti	Poměr zvýšené meze průtažnosti k zaručené nejmenší mezi průtažnosti
0,80	1,080
0,90	1,100
1,00	1,125

Vliv dotvarování předpínací výztuže se uvažoval podle ***Tab. 3.13*** a ***Tab. 3.14***. Konečný úbytek napětí předpínací výztuže, odpovídající konečné hodnotě dotvarování, se určil podle hodnot v ***Tab. 3.13***. V tabulce je stanoven pro určité napětí předpínací výztuže, vyjádřené jako násobek zaručené nejmenší nebo zvýšené meze průtažnosti, konečný úbytek napětí v předpínací výztuži jako násobek tohoto napětí.

Předpokládalo se, že dotvarování předpínací výztuže dosáhne konečné hodnoty do 1 roku. Úbytek napětí předpínací výztuže do doby jednoho roku se určil podle ***Tab. 3.14,***

kde pro jednotlivé doby jsou stanoveny úbytky napětí, vyjádřené jako násobky konečného úbytku z ***Tab. 3.13***.

Tab. 3.13 Konečný úbytek napětí odpovídající konečným hodnotám dotvarování přepínací výztuže

Napětí přepínací výztuže jako násobek meze $\sigma_{0,2}$, popř. $\sigma'_{0,2}$	Konečný úbytek napětí předpínací výztuže jako násobek tohoto napětí
0,50	0,00
0,60	0,02
0,70	0,05
0,80	0,08
0,90	0,11
1,00	0,15
Pro mezilehlé hodnoty se interpoluje podle přímky	

Tab. 3.14 Úbytek napětí přepínací výztuže v závislosti na čase

Doba působení napětí předpínací výztuže			Úbytek napětí předpínací výztuže jako násobek konečného úbytku podle ***Tab. 3.13***
minut	hodin	dní	
2			0,20
3			0,23
5			0,26
10			0,31
20			0,36
	1		0,43
	2		0,48
	3		0,50
	6		0,55
	12		0,60
		1	0,64
		2	0,68
		3	0,71
		7	0,76
		14	0,80
		28	0,85
		91	0,96
		365	1,00
Pro mezilehlé hodnoty se interpoluje podle přímky.			

Součinitel tepelné roztažnosti oceli se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Betonářská výztuž

Pro betonářskou výztuž se používaly oceli podle ČSN 73 2001: 1959 a doplňků k ní (viz ***kapitola 3.3.8.4***).

Konstrukční zásady

Krytí vložek betonářské výztuže betonem v centimetrech se musela rovnat alespoň hodnotě plochy průřezu jednotlivých vložek v cm^2.

Tloušťka stěny betonu mezi kabelovým kanálkem a povrchem betonu musela být alespoň 3 cm, u stěn (žeber) prefabrikovaných trámů alespoň 2 cm.

Při krytí předpínací výztuže betonem naneseným po skončení předpínání (např. u oviených konstrukcí, u otevřených prostorů pro osazení předpínací výztuže a při krytí kotevních těles betonem) se musí složení a tloušťka krycího betonu volit tak, aby výztuž byla bezpečně chráněna před účinky povětrnosti, agresivního prostředí apod.

Mezery mezi rovnoběžnými vložkami předpínací výztuže kotvenými soudržností se musely rovnat alespoň 15 mm, nejméně však 1,50-násobku největšího rozměru zrn užitého kameniva. Vzájemně se křižující vložky předpínací výztuže kotvené soudržností a vzájemně se křižující vložky betonářské výztuže s předpínací výztuží kotvenou soudržností mohly ležet přímo na sobě.

Tloušťka stěny betonu mezi rovnoběžnými i křižujícími se kabelovými kanálky musela být alespoň 3 cm (ve zvláštních případech mohl dozorčí úřad povolit tloušťku stěny betonu mezi křižujícími se kabelovými kanálky menší než 3 cm, nejméně však 1 cm); pokud ale byl povrch kabelových kanálků opatřen nepropustným a dostatečně pevným pláštěm, mohly ležet křižující se kabelové kanálky přímo na sobě.

Mezery mezi vložkami betonářské výztuže a rovnoběžnými vložkami předpínací výztuže kotvenými soudržností, popř. mezi povrchem rovnoběžných kabelových kanálků, nesměly být menší než tloušťka vložek betonářské výztuže, ne však menší než 2 cm. Při křižování s kabelovými kanálky mohly vložky betonářské výztuže nebo vložky předpínací výztuže kotvené soudržností ležet přímo na kabelových kanálcích.

Pro krytí předpínací a betonářské výztuže betonem navíc platila ustanovení ČSN 73 2001: 1959 (***kapitola 3.3.8.4***), pro krytí výztuže prefabrikátů ČSN 72 3101: 1959. Mezery mezi vložkami betonářské výztuže stanovila rovněž ČSN 73 2001.

3.3.8.8 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změny – 07/1962

Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž se používaly hladké ocelové patentované dráty podle ČSN 42 6441 Ocelový drát tažený pro předpínací výztuž.

3.3.8.9 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna b-1/1965

Beton

Konstrukce z předem předpjatého betonu se navrhovaly z betonu druhů 400, 500 a 600 podle ČSN 73 2001 Projektování betonových staveb, bylo však možno je navrhovat i z betonu druhů 250 a 330, souhlasilo-li s tím ministerstvo stavebnictví. Konstrukce z dodatečně předpjatého betonu se navrhovaly z betonu druhů 330, 400, 500 a 600.

Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž bylo možno použít i **zlaněné** patentované dráty, které byly zlaněny svinutím dvou nebo tří spletených drátů. Tyto spletené dráty sestávaly ze dvou hladkých patentovaných drátů jmenovitého průměru 2 mm.

Smysl vinutí zlaněných patentovaných drátů musel být protisměrný smyslu pletení jednoduše spletených drátů, přičemž výška vinutí zlaněných drátů měla být 60 až 70 mm. Zaručená nejmenší mez průtažnosti zlaněných patentovaných drátů se uvažovala hodnotou 160 kp/mm^2 (1600 MPa).

3.3.8.10 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna c-1/1970

Části normy, které se týkaly navrhování (včetně volby a vlastností materiálů) byly zrušeny a nahrazeny ČSN 73 1251 z roku 1969 (kapitola ***3.3.8.12***). Z ČSN 73 2004 byly ponechány v platnosti pouze části týkající se provádění a stavební kontroly.

3.3.8.11 ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna d-7/1970

Byla zrušena část normy týkající se provádění a obecná část týkající se stavební kontroly. V platnosti zůstala pouze část týkající se stavební kontroly a zkoušení prefabrikátů. Zrušené části byly nahrazeny normou ČSN 73 2401 z roku 1969.

3.3.8.12 ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu

Norma platila pro navrhování konstrukcí z předpjatého betonu podle dovolených namáhání a stupňů bezpečnosti. Pro konstrukce z předpjatého betonu, u nichž se uvažovalo s vydáním zvláštních předpisů (např. konstrukce bez soudržnosti mezi přepínací výztuží a betonem, předpjaté konstrukce z lehkého betonu apod.) platila tato norma v rozsahu vymezeném příslušnými předpisy. Norma neplatila pro navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, v nichž bylo předpětí vyvoláno zvláštním výrobním postupem (dobetonováním taženého pásu při působení zatížení, rozpíráním konstrukcí do pevných opěr apod.), nikoliv však předpínací výztuží.

Beton

Konstrukce z předem předpjatého betonu bylo možno navrhovat z betonu značek 400, 500 a 600, výjimečně a po předchozím schválení ministerstva stavebnictví i z betonu značek 250 a 330. V případě použití betonu značek 250 a 330 bylo nutno použít přepínací výztuž se zvláštní úpravou povrchu pro kotvení soudržností.

Konstrukce z dodatečně předpjatého betonu se navrhovaly z betonu značek 330, 400, 500 a 600.

Železobetonové nebo betonové nepředpjaté části spřažených konstrukcí z předpjatého betonu se navrhovaly z betonu značky 250, případně i 330, 400, 500 a 600. Základní vlastnosti betonu používaných značek byly stejné, jaké jsou uvedeny v ***Tabulce 3.10***.

Nepružné přetvoření betonu způsobené jeho dotvarováním se uvažovalo jako součin hodnoty pružného přetvoření betonu a součinitele jeho dotvarování *p*, odvozeného ze vztahu:

$$p = p_0 \left[\left(1 - e^{-t^{1/2}}\right)^{1/2} - \left(1 - e^{-t_0^{1/2}}\right)^{1/2} \right] \quad \text{, kde:} \qquad (3.28)$$

p_0 je součinitel způsobu uložení betonu, uvažovaný

a) pro uložení ve vodě … 2,
b) pro uložení ve velmi vlhkém prostředí … 3,
c) pro uložení na vzduchu (volné prostranství) … 4,
d) pro uložení v suchém prostředí … 5,

e je základ přirozených logaritmů,
t je stáří betonu v rocích v okamžiku od vybetonování až do sledovaného okamžiku,
t_0 je stáří betonu v rocích od vybetonování až do začátku působení uvažovaného namáhání.

Součet pružného a nepružného přetvoření betonu, způsobených dlouhodobým namáháním, je roven (1 + *p*)-násobku příslušného pružného přetvoření. Při výpočtu účinku takového namáhání bylo možno použít modul přetvárnosti betonu E_{bd} , daný poměrem napětí betonu k součtu pružného a nepružného poměrného přetvoření a určený ze vztahu:

$$E_{bd} = \frac{1}{1+p}.E_b \quad , \quad \text{kde:} \qquad (3.29)$$

p je součinitel dotvarování,
E_b je modul pružnosti betonu.

Vliv přetvoření betonu způsobeného dlouhodobým působením předpětí, popř. i vlastní tíhy předpjaté části na velikost předpětí se uvažoval ve výpočtu (l + *p*)-násobkem pružného přetvoření předpínaného betonu, pokud se uplatnil vliv postupného předpínání na pružné přetvoření betonu. Při výpočtu účinků takového dlouhodobého působení bylo možno užít upravený modul přetvárnosti betonu E'_{bd} , určený ze vztahu:

$$E'_{bd} = \frac{1}{l+p}.E_b \quad , \quad \text{kde:} \qquad (3.30)$$

l je součinitel vyjadřující vliv postupného předpínání na pružné přetvoření betonu. Součinitel bylo možno stanovit stejně jako v ***Tab. 2.11***, případně bylo možno stanovit hodnotu přesnější ze vztahu:

$$l = \frac{n-1}{2n} \quad \text{, kde} \qquad (3.31)$$

n je počet etap,

p je součinitel dotvarování,
E_b je modul pružnosti betonu.

Smrštění betonu se do statického výpočtu zavádělo svou konečnou hodnotou ε_{so}, která se rovnala při uložení betonu:

a) ve vodě … 0,0000,
b) ve velmi vlhkém prostředí … 0,0002,
c) na vzduchu (volné prostranství) … 0,0003,
d) v suchém prostředí … 0,0004,

popř. mezilehlou hodnotou, určenou ze vztahu:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{so}.\left(1 - e^{-t^{1/2}}\right)^{1/2} \quad , \quad \text{kde:} \qquad (3.32)$$

ε_s je poměrné zkrácení způsobené smrštěním betonu v době od vybetonování do sledovaného okamžiku,
ε_{so} je poměrné zkrácení způsobené smrštěním betonu v době od vybetonování do ukončení smršťování,
e je základ přirozených logaritmů,
t je stáří betonu v rocích od vybetonování až do sledovaného okamžiku.

Součinitel tepelné roztažnosti betonu se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž se používaly hladké patentované dráty o průměru 2,0 mm až 7,0 mm (v normě bylo uvedeno celkem 12 druhů). Bylo možno používat také dráty spletené ze dvou nebo tří hladkých patentovaných drátů o jmenovitém průměru 2,0 až 3,0 mm, avšak vždy téhož průměru.

Pro konstrukce z předem předpjatého betonu, navržené z betonu značek 400, 500 nebo 600, u nichž byla přepínací výztuž kotvena soudržností, se používaly pouze spletené patentované dráty. Tyto dráty se nesměly používat pro konstrukce z předem předpjatého betonu, navržené z betonu značky 250 nebo 330.

Jinou přepínací výztuž bylo možno použít na základě souhlasu ministerstva stavebnictví.

Nejmenší pevnost v tahu u používaných drátů byla 140 kp/mm^2 (1400 MPa) pro dráty o průměru 7,0 mm až 200 kp/mm^2 (2000 MPa) pro dráty o průměru 2,0 mm. Nejmenší mez $\sigma_{0,2}$ (tj. napětí, při němž se trvalé přetvoření rovná 0,2% původní délky) byla 100 kp/mm^2 (1000 MPa) pro dráty o průměru 7,0 mm až 160 kp/mm^2 (1600 MPa) pro dráty o průměru 2,0 mm. Nejmenší tažnost byla pro všechny průměry drátu 3%.

Mez $\sigma_{0,2}$ patentovaného drátu bylo možno zvýšit zlepšením tohoto drátu, které spočívalo v tom, že se do drátu vneslo předběžné napětí rovné nejvýše původní mezi $\sigma_{0,2}$. Toto předběžné napětí se vnášelo alespoň po dobu dvou minut, načež se drát zcela odlehčil nebo se napětí snížilo alespoň na 2/3 původní meze $\sigma_{0,2}$. Hodnoty poměru zvýšené meze $\sigma'_{0,2}$ k původní mezi $\sigma_{0,2}$, odpovídající různým poměrům předběžného napětí k mezi $\sigma_{0,2}$, byly stejné jako v ***Tab. 3.12***. Tyto hodnoty se použily

ve statickém výpočtu, pokud z výsledků zkoušek nebyly známy a příslušným ústředním úřadem schváleny hodnoty přesnější.

U spletených patentovaných drátů byla zvýšená mez $\sigma'_{0,2}$ zachována, pokud napětí v drátu po zlepšení nekleslo pod ¼ této meze. U hladkých patentovaných drátů zůstala zvýšená mez $\sigma'_{0,2}$ zachována i po úplném odlehčení.

Modul pružnosti přepínací výztuže se uvažoval těmito hodnotami:

a) u hladkých patentovaných drátů

aa) při jmenovitém průměru 2 až 3 mm … 2 000 000 kp/cm^2 = 200 GPa
ab) při jmenovitém průměru 3,5 až 7 mm … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa

b) u spletených patentovaných drátů všech průměrů … 1 900 000 kp/cm^2 = 190 GPa

Konečný úbytek napětí odpovídající konečným hodnotám dotvarování přepínací výztuže se uvažoval stejně jako v ***Tab. 3.13***. Předpokládalo se, že dotvarování přepínací výztuže dosáhlo konečné hodnoty do 1 roku. Úbytek napětí předpínací výztuže do doby jednoho roku se určil stejně jako v ***Tab. 3.14***, kde pro jednotlivé doby jsou úbytky napětí vyjádřeny jako násobky konečného úbytku z ***Tab. 3.13***.

Součinitel tepelné roztažnosti oceli se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Betonářská výztuž

Pro betonářskou výztuž se používalo ocelí podle ČSN 73 2001 Projektování betonových staveb.

Konstrukční zásady

Přepínací výztuž musela být kryta řádně zhutněným předpjatým betonem. Pro její krytí platila norma ČSN 73 2001, krytí výztuže u mostních konstrukcí však muselo odpovídat “Směrnici pro navrhování mostů“ z roku 1951. Minimální vzdálenost povrchu vložek předpínací výztuže od líce betonu ale musela být u desek alespoň 20 mm. Nebylo-li možné krýt přepínací výztuž předpjatým betonem a byla-li předpínací výztuž kryta betonem naneseným po zavedení předpětí (např. u oviják konstrukcí z předpjatého betonu), muselo se složení a tloušťka krycího betonu stanovit na základě průkazních zkoušek tak, aby předpínací výztuž byla bezpečně chráněna před rezivěním, před účinky povětrnosti, agresivního prostředí apod.

Tloušťka stěny betonu mezi kabelovým kanálkem a povrchem betonu musela být alespoň 30 mm, u stěn (žeber) prefabrikovaných trámů však alespoň 20 mm.

Pro krytí vložek betonářské výztuže platila rovněž norma ČSN 73 2001, krytí výztuže u mostních konstrukcí však i v tomto případě muselo odpovídat “Směrnici pro navrhování mostů“ z roku 1951. Minimální vzdálenost povrchu vložek betonářské výztuže od líce betonu v centimetrech se ale musela rovnat alespoň hodnotě plochy průřezu jednotlivých vložek v cm^2.

3.3.8.13 ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, změna a) – 6/1982

Beton

Z hlediska výše uvedených vlastností betonu změna normy neobsahovala závažné úpravy.

Předpínací výztuž

Kromě patentovaného drátu uváděla změna normy i tyčovou přepínací výztuž z oceli 10 607. Její vlastnosti se uvažovaly takto:

a)	dovolené namáhání při napínání výztuže …	540 MPa,
b)	dovolené namáhání při zatížení hlavním	
	- v tahu …	450 MPa,
	- v tlaku …	320 MPa,
c)	dovolené namáhání při zatížení celkovém	
	- v tahu …	520 MPa,
	- v tlaku …	370 MPa,
d)	mezní napětí …	590 MPa,
e)	modul pružnosti …	210 GPa.

Betonářská výztuž

Z hlediska výše uvedených vlastností betonářské výztuže změna normy neobsahovala závažné úpravy.

Konstrukční zásady

Přepínací výztuž musela být kryta řádně zhutněným předpjatým betonem. Pro její krytí platila norma ČSN 73 2001, krytí výztuže u mostních konstrukcí však muselo odpovídat ČSN 73 6206 “Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí“. Minimální vzdálenost povrchu vložek předpínací výztuže od líce betonu ale musela být u desek alespoň 20 mm. Nebylo-li možné krýt předpínací výztuž předpjatým betonem a byla-li předpínací výztuž kryta betonem naneseným po zavedení předpětí (např. u oválených konstrukcí z předpjatého betonu), muselo se složení a tloušťka krycího betonu stanovit na základě průkazních zkoušek tak, aby předpínací výztuž byla bezpečně chráněna před rezivěním, před účinky povětrnosti, agresivního prostředí apod.
Tloušťka stěny betonu mezi kabelovým kanálkem a povrchem betonu musela být alespoň 30 mm, u stěn (žeber) prefabrikovaných trámů však alespoň 20 mm.

Pro krytí vložek betonářské výztuže platila rovněž norma ČSN 73 2001, krytí výztuže u mostních konstrukcí však i v tomto případě muselo odpovídat ČSN 73 6206 “Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí“. Minimální vzdálenost povrchu vložek betonářské výztuže od líce betonu v milimetrech se ale musela rovnat alespoň desetině plochy průřezu jednotlivých vložek v mm^2.

3.3.8.14 ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, vč. změn

Betonářská výztuž

Norma platila pro navrhování betonových a železobetonových nosných konstrukcí, při navrhování předpjatých konstrukcí se však z této normy přebíraly údaje o betonářské výztuži a související konstrukční zásady. Příloha I uváděla celkem 13 druhů výztuže, včetně podrobných pravidel pro jejich používání.

Konstrukční zásady

Nejmenší vzdálenost povrchu vložek od líce betonu musí být u třmínků 1 cm, u výztuže desek 1 cm, u podélné výztuže trámů 2 cm a u podélné výztuže sloupů 3 cm.

Je-li konstrukce vydána zvlášť nepříznivým vlivům povětrnosti, vlhkosti, agresivním vlivům prostředí apod., dále v základech nebo tam, kde je nutno dbát zvýšené bezpečnosti před ohněm, zvětšují se udané míry o 1 cm.

U konstrukcí nad železničními kolejemi se zvětší krytí u desek o 1 cm, u ostatních konstrukcí o 2 cm (bez přídavku 1 cm podle předcházejícího odstavce).

Ve svislých částech konstrukce nemá být mezera mezi pruty hlavní výztuže menší než 5 cm. Vodorovné a svislé mezery mezi rovnoběžnými vložkami ve vodorovných i šikmých částech konstrukce nesmějí být menší než tloušťka vložek a ne menší než 2 cm. Křižující se vložky mohou ležet přímo na sobě.

Úprava těchto požadavků byla ve změně g – 6/1982. Nejmenší vzdálenost povrchu výztužných vložek od líce betonu nesměla být menší než jmenovitý průměr vložek (se zaokrouhlením směrem nahoru na 5 mm), nejméně však 10 mm u třmínků a pomocné výztuže, 10 mm u výztuže desek a 20 mm u podélné výztuže trámů a sloupů.

3.3.8.15 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí

Tato norma sloužila pro navrhování mostních konstrukcí z prostého betonu a železobetonu. Norma pro navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu (ČSN 73 6207) se na ni však odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže – materiálových vlastností i konstrukčních zásad (zejména krytí výztuže betonem).

Betonářská výztuž

V normě se uvádějí následující zásady pro používání betonářské výztuže:

a) ocel 10 216 se používá jen na konstrukční a zajišťující výztuž; pro konstrukce a konstrukční části namáhané na únavu se nesmí používat,
b) ocel 11 373 se používá jen pro speciální účely (např. pro závěsná oka prefabrikátů); pro konstrukce a konstrukční části namáhané na únavu se nesmí používat,
c) oceli 10 335, 10 338, 10 425 a 10 426 se používají pro nosnou výztuž mostů.

Modul pružnosti betonářské výztuže se uvažuje hodnotou 210 GPa.

Teplotní součinitel délkové roztažnosti u betonu i betonářské oceli se předpokládá hodnotou 0,000 012.

Konstrukční zásady

Průměr vložek betonářské výztuže

Z důvodu zajištění soudržnosti se mají navrhovat výztužné vložky malého průměru, a to nejvýše rovného 1/15 účinné výšky průřezu u nosné výztuže trámů a desek tlustších než 20 cm. Průměry výztužných vložek nesměly být menší než:

a) u třmínků (spon) a nosné výztuže chodníkových desek 8 mm,
b) u nosné výztuže sloupů 14 mm,
c) u nosné výztuže ostatních konstrukcí 12 mm.

Mezery mezi vložkami

Ve vodorovných a šikmých konstrukčních částech nesměly být mezery mezi vložkami téže vrstvy menší než jmenovitý průměr vložek, nejméně však 3 cm.

Výztuž se směla ukládat nejvíce do 3 vrstev, přičemž mezery mezi vrstvami musely být nejméně 1,5 jmenovitého průměru vložky, nejméně však 4,5 cm.

Křižující se vložky mohly ležet přímo na sobě.

Ve svislých konstrukčních částech, pokud se nebetonovaly na ležato, musela být mezera mezi vložkami nosné výztuže nejméně 5 cm.

Krytí vložek betonem

Krytí povrchu nosných vložek betonem muselo být:

- u desek 1,5 jmenovitého průměru vložky, nejméně však 2 cm,
- u trámů a úložných prahů 1,5 jmenovitého průměru vložky, nejméně však 3 cm,
- u sloupů nejméně 3 cm,
- u základových konstrukcí nejméně 5 cm.

Krytí povrchu třmínků betonem muselo být nejméně 1 cm. Byla-li konstrukce vystavena zvlášť nepříznivým účinkům vlhkosti, agresivním účinkům prostředí nebo účinkům kouřových plynů, zvětšovaly se uvedené hodnoty o 1 cm. Vnikání kouřových plynů a jiných škodlivin se muselo čelit hutným betonem a dalšími opatřeními (izolace apod.).

U železobetonových pilířů, které nebyly obloženy zdivem a byly vystaveny nárazům ledu a plovoucích předmětů, muselo se zvětšit krytí nosné výztuže nejméně na 10 cm. Přitom bylo třeba opatřit povrch betonu výztužnou sítí. Pod základy ze železového betonu se musela navrhnout vrstva podkladního betonu tlustá nejméně 5 cm.

3.3.8.16 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna a-10/1989

Beton

Z hlediska zde uváděných informací změna normy neobsahovala podstatné úpravy.

Betonářská výztuž

Ve změně normy se uvádějí následující zásady pro používání betonářské výztuže:

a) ocel 10 216 se smí použít pro konstrukce a konstrukční části namáhané na únavu jen tehdy, je-li dodána s hutním atestem,
b) ocel 11 373 a 11 375 se používá jen pro speciální účely (např. pro závěsná oka dílců),
c) oceli 10 245, 10 335, 10 338, 10 425, 10 505 a KARI síť se používají pro nosnou výztuž mostů; přitom není dovoleno svařování vložek z oceli 10 338 a z oceli KARI, jakož i jejich ohýbání za tepla.

Průměry výztužných vložek nesměly být menší než:

a) u třmínků (spon) a nosné výztuže chodníkových desek 6 mm,
b) u nosné výztuže sloupů 14 mm,
c) u nosné výztuže ostatních konstrukčních částí 6 mm.

Změna normy dále obsahovala podstatnou úpravu posuzování betonářské výztuže na únavu.

Konstrukční zásady

Z hlediska zde uváděných informací změna normy neobsahovala podstatné úpravy.

3.3.8.17 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna 2 (1994)

Beton

Změna normy uváděla (v části “Konstrukční pokyny“) požadavky na minimální značku betonu v závislosti na klasifikaci prostředí (viz dále).

Betonářská výztuž

Pro zajištění soudržnosti se měly navrhovat výztužné vložky malého průměru. Průměry výztuže trámů a desek měly být nejvýše rovny 1/10 výšky průřezu. Průměry výztužných vložek musely však být alespoň:

- u třmínků a spon 6 mm,
- u nosné výztuže sloupů a tlačených stěn 14 mm,
- u nosné výztuže ostatních konstrukcí 12 mm,
- u svařovaných sítí 5 mm,
- u ostatní výztuže 8 mm.

Tab. 3.15 Minimální tloušťky betonu krycí vrstvy a minimální značky betonu

Třída prostředí podle ***Tab. 3.16***	1	2a	2ba	2bb	3a	3b	4	5
$t_{b,min}$ v mm [2)]	20	25	30	35	40	40	[1)]	[1)]
Min. značka betonu	170	170	250		330			

[1)] Stanoví se individuálně ve smyslu ČSN P ENV 206.
[2)] U konstrukcí s krátkodobou životností (max. 5 let) lze tabulkovou hodnotu $t_{b,min}$ zmenšit o 5 mm.
[3)] Minimální značka betonu pro horní povrch mostovky pod vozovkou (bez přesypávky) je 330.
[4)] Pro třídu prostředí 2ba a 3a se nepředepisuje provzdušněný beton.

Konstrukční zásady

Mezery mezi vložkami

Mezery mezi jednotlivými rovnoběžnými vložkami i vrstvami musely být alespoň rovny jmenovitému průměru vložek, musely být alespoň rovny 30 mm, a měly být alespoň rovny předpokládanému průměru zrna kameniva zvětšenému o 5 mm. Křižující se vložky a stykované vložky v oblasti přesahu se mohly vzájemně dotýkat.

Krytí výztuže betonem

Tloušťka betonu krycí vrstvy je vzdálenost vnějšího povrchu výztuže (nosné, spon i třmínků, konstrukční a pomocné) od nejbližšího povrchu betonu.

Jmenovitá tloušťka betonu krycí vrstvy t_b byla dána vztahem:

$$t_b = t_{b,min} + \Delta t_b \quad , \quad \text{kde:} \qquad (2.33)$$

$t_{b,min}$ je minimální tloušťka betonu krycí vrstvy,
Δt_b je toleranční zvětšení minimální tloušťky betonu krycí vrstvy.

Minimální tloušťka betonu krycí vrstvy musela být alespoň rovna větší z hodnot určených podle následujících odstavců a) a b):

a) pro přenesení sil v soudržnosti, pro umožnění uložení a zhutnění čerstvého betonu a pro zabránění štěpení betonu musí být minimální tloušťka krycí vrstvy betonářské výztuže $t_{b,min}$ alespoň rovna:

   - 1,5 D při $d_g \leq 32$ mm,
   - 1,5 D + 5 mm při $d_g > 32$ mm, kde:

   D je jmenovitý průměr vložky,
   d_g je největší jmenovitý rozměr zrna kameniva,

b) po zajištění ochrany výztuže proti korozi vytvořením trvalého alkalického prostředí musí být minimální tloušťka $t_{b,min}$ rovna alespoň hodnotám uvedeným v ***Tab. 3.15***, stanoveným v závislosti na prostředí, ve kterém se konstrukce nachází.

Minimální značku betonu uvádí ***Tab. 3.15*** a klasifikaci prostředí uvádí ***Tab. 3.16***.

Tab. 3.16 Třídy prostředí

<table>
<tr><th colspan="3">Třída prostředí</th><th>Příklady</th></tr>
<tr><td colspan="3">1-
suché prostředí</td><td>zateplené prostředí</td></tr>
<tr><td rowspan="3">2-
vlhké prostředí bez působení agresivních látek</td><td colspan="2">2a-
bez mrazu</td><td>některé základové konstrukce</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2b-
s výskytem mrazu</td><td>2ba-
atmosférická vlhkost</td><td>dutiny mostních konstrukcí, horní povrch mostovky pod izolací a pečetící vrstvou</td></tr>
<tr><td>2bb-
zvýšená vlhkost nebo voda</td><td>části mostních konstrukcí v kontaktu s vodou, sněhem nebo zeminou, pokud nepatří do tř. 3</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3-
vlhké prostředí s výskytem mrazu a působením chemických rozmrazovacích látek</td><td colspan="2">3a-
atmosférická vlhkost a slaná mlha</td><td>konstrukce nad i pod pozemními komunikacemi</td></tr>
<tr><td colspan="2">3b-
zvýšená vlhkost nebo voda a přímé působení chemických rozmrazovacích látek</td><td>úložné prahy, římsy, žlaby, svodidla, protihlukové zdi, obetonování odvodňovačů spodní stavby přímo vystavené vodě rozstřikované vozidly</td></tr>
<tr><td colspan="3">4- mořská voda</td><td>viz ČSN P ENV 206</td></tr>
<tr><td colspan="3">5- agresivní chemické prostředí</td><td>viz ČSN P ENV 206</td></tr>
</table>

Zmenšení minimální tloušťky betonu krycí vrstvy o 5 mm bylo dovoleno při použití betonu zn. 500 a vyšší, zvětšení se naopak požadovalo v případech, kdy byl povrch betonu vystaven obrusu.

Toleranční zvětšení minimální tloušťky betonu krycí vrstvy Δt_b se volilo v závislosti na výrobních podmínkách takto:

- pro dílce vyráběné ve výrobnách Δt_b = 0 až 5 mm,
- pro monolitické konstrukce Δt_b = 5 až 10 mm.

Nižší hodnoty Δt_b bylo možno použít pouze v případech ověřované výroby a kdy se nepředpokládalo, že povrch betonu bude vystaven obrusu.

Tab. 3.17 Značení betonů a převod značení

Třída podle ČSN P ENV 206, tab. 8	Třída podle ČSN 73 2400, tab. 1	Značka [1)]
-	(B3)	60
-	B5	80
-	B7,5	105
-	B10	135
-	B12,5	(160)
(C-/13,5)	(B13,5)	170
C12/15	B15	(200)
C16/20	B20	250
C20/25	B25	(300)
(C-/28)	(B28)	330
C25/30	B30	(350)
(C-/35)	B35	400
C30/37	(B37)	(425)
(C-/40)	B40	(450)
C35/45	B45	500
C40/50	B50	(550)
C45/55	B55	600
C50/60	B60	(650)

[1)] Betonové konstrukce mostních objektů smí být navrhovány i z betonů značek 160 a 200 (konstrukce z prostého betonu) a z betonů značky 200, 300, 350, 425 a 450 (konstrukce z železového betonu), přičemž vlastnosti těchto betonů potřebné při navrhování je dovoleno stanovit lineární interpolací.
Poznámka: třída nebo značka betonu uvedená v závorce není v příslušné normě zavedena.

3.3.8.18 ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, změna Z3 (2005)

Beton

Změna normy stanoví parametry pro návrh železobetonových mostních konstrukcí z betonů pevnostních tříd C12/15 až C70/85.

Pro stavby a jejich části, vystavené působení agresivního prostředí, se navrhovaly betony pro stupeň vlivu prostředí podle ČSN EN 206-1, nebo se používala spolehlivá ochranná opatření.

Tab. 3.18 Minimální tloušťky betonu krycí vrstvy a minimální třídy betonu

Stupeň vlivu prostředí	X0	XC1, XC2	XC3, XC4, XF1	XF2, XD1	XF3, XF4, XD2, XA1, XA2	XA3, XD3
$t_{b,min}$ [mm]	20	30	30	35	40	50
Min. pevnostní třída betonu	C12/15	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C35/45
Poznámka: podrobněji viz ČSN EN 206-1, popř. příslušné TKP.						

Tab. 3.19 Zatřídění betonů a převod značení

Beton				
druh	značka	třída	třída	pevnostní třída
ČSN 1090: 1931 ČSN 1230: 1937	ČSN 73 2001: 1956 ČSN 73 6206: 1972	ČSN 73 1201: 1967	ČSN 73 1201: 1986	ČSN EN 206-1
a	60	1		(C3/3,5)
b	80		B5	(C4/5)
c	105	0	B7,5	(C6/7,5)
d	135	I	B10	C8/10
	(160)		B12,5	(C10/12,5)
e	170			(C11/13,5)
	(200)		B15	C12/15
f	250	III	B20	C16/20
	(300)		B25	C20/25
g	330	IV		(C23/28)
	(350)		B30	C25/30
	400		B35	(C28/35)
	(425)			C30/37
	(450)	V	B40	(C33/40)
	500		B45	C35/45
	(550)	VI	B50	C40/50
	600		B55	C45/55
	(650)		B60	C50/60
Poznámka: Třída nebo značka uvedená v závorce není v příslušné normě zavedena. Betony odpovídající vyšší pevnostní třídě betonu podle ČSN EN 206-1 než C50/60 nebyly v předcházejících normách zavedeny.				

Betonářská výztuž

Pro nosnou výztuž mostů se používaly také oceli 10 425, 10 505, 10 555 a odporově svařované sítě vyráběné např. způsobem KARI (“sítě SZ“) z žebírkových drátů. Svařování vložek sítí SZ, jakož i jejich ohýbání za tepla nebylo dovoleno.

Konstrukční zásady

Z hlediska zde uváděných informací změna normy neobsahovala podstatné úpravy.

3.3.8.19 ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu

Norma platila pro navrhování konstrukcí mostů (jakož i lávek a objektů mostům podobných) z předpjatého betonu podle dovolených namáhání a stupňů bezpečnosti. Oblast platnosti normy byla vymezena na konstrukce z obyčejného hutného betonu, v nichž bylo předpětí vyvoláno předpínací výztuží.

Pro konstrukce, pro něž se uvažovalo s vydáním zvláštních předpisů (např. pro konstrukce z lehkého betonu apod.) platila tato norma v rozsahu vymezeném příslušnými předpisy.

Norma neplatila pro navrhování konstrukcí, v nichž bylo předpětí vyvoláno jiným postupem než přepínací výztuží (dobetonováním taženého pásu při působení zatížení, rozpíráním konstrukcí do pevných opěr apod.).

Beton

Konstrukce z předem předpjatého betonu se navrhovaly z betonu značek 400, 500 a 600, ale pokud byly předepnuty žebírkovými tyčemi z oceli 10 607 i z betonu značek 250 a 330.

Konstrukce z dodatečně předpjatého betonu se navrhovaly z betonu značek 330, 400, 500 a 600; v odůvodněných případech i z betonu zn. 450.

Nepředpjaté části ze železového nebo prostého betonu spřažených konstrukcí se navrhovaly z betonu značky 250, 330, 400 a 450 a na zvláštní povolení dozorčího orgánu také z betonu značek 500 a 600. Základní vlastnosti betonu používaných značek jsou uvedeny v ***Tabulce 3.20***.

Tab. 3.20 Základní vlastnosti betonu pro předpjaté konstrukce

Značka betonu	Dovolené namáhání v tlaku v tlačené oblasti za rovinného ohybu (zatížení hlavní) [MPa]	Modul pružnosti [GPa]
250	9,0	28,5
330	11,0	33,0
400	13,5	36,0
500	16,0	38,5
600	18,0	40,5

Nepružné přetvoření betonu způsobené jeho dotvarováním se uvažovalo jako součin hodnoty pružného přetvoření betonu a součinitele jeho dotvarování φ, odvozeného ze vztahu:

$$\varphi = \varphi_u \left[\left(1 - e^{-t_2^{1/2}} \right)^{1/2} - \left(1 - e^{-t_1^{1/2}} \right)^{1/2} \right] \quad \text{, kde:} \qquad (3.34)$$

φ_u je krajní hodnota součinitele dotvarování rovná pro uložení

a) ve vodě … 2,
b) ve velmi vlhkém prostředí … 3,
c) na vzduchu nebo volném prostranství … 4,
d) v suchém prostředí … 5,

e je základ přirozených logaritmů,
t_2 je stáří betonu v rocích od vybetonování do sledované doby,
t_1 je stáří betonu v rocích od vybetonování do začátku působení uvažovaného namáhání.

Součet pružného a nepružného přetvoření betonu, způsobených dlouhodobým namáháním, se rovná (1 + φ)-násobku příslušného pružného přetvoření. Při výpočtu součtu pružného a nepružného přetvoření betonu způsobeného dlouhodobým namáháním bylo možno použít modul přetvárnosti betonu E_{bd} , daný poměrem napětí betonu k součtu pružného a nepružného poměrného přetvoření a určený ze vztahu:

$$E_{bd} = \frac{1}{1+\mathrm{j}}.E_b \quad , \quad \text{kde:} \qquad (3.35)$$

φ je součinitel dotvarování betonu,
E_b je modul pružnosti betonu.

Vliv pružného přetvoření předpínaného betonu na ztrátu předpětí závisí na způsobu zavedení předpětí do betonu. U předpětí předem se projeví plně. U předpětí dodatečně se projeví částečně, a to v závislosti na počtu etap, v nichž se předpětí do betonu vnáší.

Pokud se neprovádělo přesnější vyšetření, bylo možno při výpočtu vlivu dlouhodobého namáhání vneseného při zavádění předpětí, na ztrátu předpětí užít upravený modul přetvárnosti betonu $E_{bd,reg}$, určený ze vztahu:

$E_{bd,reg} = E_b / (1 + \varphi)$, kde: (3.36)

E_b je modul pružnosti betonu,
l je součinitel pružného přetvoření (podle tabulky v normě),
j je součinitel dotvarování betonu.

Poměrné zkrácení ε_s betonu, vyvolané jeho smršťováním, bylo dáno, pokud nebylo na základě zkoušek nebo jiných údajů stanoveno jinak, vztahem:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{su}\left(\sqrt{1 - e^{-\sqrt{t_2}}} - \sqrt{1 - e^{-\sqrt{t_1}}}\right) \quad , \quad \text{kde:} \qquad (3.37)$$

ε_{su} je krajní hodnota poměrného zkrácení rovná pro uložení

a) ve vodě … 0,0000,
b) ve velmi vlhkém prostředí … 0,0002,
c) na vzduchu (volné prostranství) … 0,0003,
d) v suchém prostředí … 0,0004,

e je základ přirozených logaritmů,
t_2 je stáří betonu v rocích od vybetonování do sledované doby,
t_1 je stáří betonu v rocích od vybetonování do doby, od které se určuje smršťování betonu.

Součinitel tepelné roztažnosti betonu se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž norma uvádí:

- nepopouštěné dráty podle ČSN 42 6441,
- popouštěné a stabilizované dráty podle ČSN 42 6448,
- žebírkové tyče podle ČSN 42 5536,
- popouštěná a stabilizovaná lana.

Předpínací výztuže neuvedené v této normě se mohly použít, pokud byly povoleny příslušným ústředním úřadem na základě průkazních zkoušek, při kterých se zjistily mechanické a technologické vlastnosti výztuže, určila se odolnost výztuže proti mezikrystalové korozi apod. Mez 0,2 předpínací výztuže neměla být větší než 0,90 násobek pevnosti. V povolení byl uveden způsob výroby povolované předpínací výztuže a stanovily se její charakteristiky pro navrhování.
Nově zaváděné kotvení předpínací výztuže v kotvě, spojce nebo smyčce se mohlo při navrhování konstrukce použít, pokud příslušný ústřední úřad k tomu vydal povolení na základě ověření spolehlivosti a bezpečnosti kotvení průkazní zkouškou.

Hladké nepopouštěné dráty se mohly použít pro předpínací výztuž, která nebyla kotvena soudržností.

Spletené dráty, které byly svinuty ze dvou nebo tří hladkých nepopouštěných drátů o jmenovitém průměru 2,0 mm až 3,0 mm, avšak vždy téhož průměru, se mohly použít pro přepínací výztuž, která byla kotvena soudržností. Hodnoty nejmenší pevnosti v tahu a nejmenší meze 0,2 se u spletených drátů uvažovaly stejně jako u drátů nespletených.

Tab. 3.21 Základní vlastnosti – popouštěná lana

Jmenovitý průměr mm	Jmenovitá pevnost MPa	Smluvní mez 0,2 MPa	Značka lana
7,8	1770	1500	ϕ L_p 7,8
12,5	1620	1380	ϕ L_p 12,5 – 1620
12,5	1800	1530	ϕ L_p 12,5 – 1800
15,5	1620	1380	ϕ L_p 15,5 – 1620
15,5	1800	1530	ϕ L_p 15,5 – 1800

Tab. 3.22 Základní vlastnosti – stabilizovaná lana

Jmenovitý průměr mm	Jmenovitá pevnost MPa	Smluvní mez 0,2 MPa	Značka lana
12,5	1620	1380	ϕ L_s 12,5 – 1620
12,5	1800	1530	ϕ L_s 12,5 – 1800
15,5	1620	1380	ϕ L_s 15,5 – 1620
15,5	1800	1530	ϕ L_s 15,5 – 1800

Hladké popouštěné nebo stabilizované dráty s vyšší či nižší hladinou pevnosti podle ČSN 42 6448 se mohly použít pro přepínací výztuž, která nebyla kotvena soudržností.

Žebírkové tyče válcované za tepla z oceli 10 607.0 ve stavu tepelně nezpracovaném se mohly použít pro přepínací výztuž, která byla kotvena soudržností.

Modul pružnosti předpínací výztuže se uvažoval těmito hodnotami:

a) u hladkých drátů jmenovitého průměru 2,0 až 3,0 mm 200 GPa,
b) u hladkých drátů jmenovitého průměru 3,5 až 7,0 mm 190 GPa,
c) u spletených drátů všech jmenovitých průměrů 190 GPa,
d) u žebírkových tyčí 210 GPa,
e) u lan 195 GPa.

Konečný úbytek napětí odpovídající konečným hodnotám dotvarování předpínací výztuže se uvažoval podle ***Tab. 3.23***. a ***Tab. 3.24***.

Tab. 3.23 Konečný úbytek napětí přepínací výztuže – dráty a tyče

Počáteční napětí předpínací výztuže jako násobek meze $\sigma_{0,2}$ či meze kluzu	Konečný úbytek napětí přepínací výztuže jako násobek tohoto napětí pro			
	dráty			žebírkové tyče
	nepopouštěné	popouštěné	stabilizované	
0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0,02	0,02	0,01	0,01
0,70	0,05	0,04	0,02	0,02
0,80	0,08	0,06	0,03	0,03
0,90	0,11	0,09	0,04	0,05
1,00	0,15	0,12	0,06	0,07
Pro mezilehlé hodnoty se interpoluje podle přímky				

Tab. 3.24 Konečný úbytek napětí přepínací výztuže – lana

Počáteční napětí předpínací výztuže jako násobek meze $\sigma_{0,2}$	Konečný úbytek napětí lan jako násobek tohoto napětí pro lana	
	popouštěná	stabilizovaná
0,50	0,00	0,00
0,60	0,02	0,01
0,70	0,04	0,02
0,80	0,07	0,03
0,90	0,10	0,05
1,00	0,14	0,07
Pro mezilehlé hodnoty se interpoluje podle přímky		

Dotvarování přepínací výztuže dosáhne konečné hodnoty do 1 roku po napnutí. Úbytek napětí předpínací výztuže v čase během prvního roku po napnutí se uvažovalo stejně jako v ČSN 73 2004 a ČSN 73 1251 (viz ***Tab. 3.14***, ***kapitola 3.3.8.7***).

Součinitel tepelné roztažnosti oceli se uvažoval hodnotou 0,000 012.

Betonářská výztuž

Pro betonářskou výztuž se používají oceli podle ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí (***kapitola 3.3.8.17***).

Modul pružnosti betonářské výztuže se uvažuje hodnotou 210 GPa.

Konstrukční zásady

Krytí výztuže betonem

Předpínací výztuž se kryje řádně zhutněným předpjatým betonem. Tloušťka betonu krycí vrstvy u předpínací výztuže musela být alespoň 25 mm, avšak u žebírkových tyčí s jmenovitým průměrem větším než 12 mm alespoň 30 mm. Tloušťka betonu krycí vrstvy u kabelového kanálku se musela rovnat alespoň průměru průřezu kabelového kanálku, ale nejméně 30 mm.

U konstrukcí uložených ve vodě nebo ve velmi vlhkém či agresivním prostředí se tloušťka betonu krycí vrstvy zvětšovala o 10 mm, nestanovil-li investor výraznější zvětšení po zvážení možných nepříznivých vlivů prostředí.

Pro krytí betonářské výztuže betonem platila ČSN 73 6206, ale tloušťka krytí vložek betonářské výztuže betonem v milimetrech se musela rovnat alespoň desetině plochy průřezu jednotlivých vložek v mm^2.

Maximální přípustné šířky trhlin

U konstrukcí z částečně předpjatého betonu nesměla při působení zatížení hlavního šířka trhlin přestoupit následující mezní hodnoty:

a) pro uložení na vzduchu nebo volném prostranství a ve velmi vlhkém prostředí 0,1 mm,
b) pro uložení v suchém prostředí 0,2 mm.

3.3.8.20 ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Změna 1/1998

Beton

Změna uváděla podrobné informace pro navrhování spřažených konstrukcí beton – beton.

Předpínací výztuž

Změna normy připouštěla používání výztuží v této normě neuvedených na základě průkazních zkoušek provedených podle ČSN P 74 2871, při kterých se zjistily mechanické a technologické vlastnosti výztuže, určila se odolnost výztuže proti mezikrystalové korozi apod. Mez 0,2 předpínací výztuže neměla být větší než 0,90 násobek pevnosti. V podmínkách k použití bylo třeba stanovit charakteristiky

předpínací výztuže nutné pro navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu podle přílohy G.

Rovněž kotvení předpínací výztuže v kotvě, spojce nebo smyčce se mohlo při navrhování konstrukce použít na základě ověření spolehlivosti a bezpečnosti průkazní zkouškou.

U kotvení předpínací výztuže pro konstrukce vystavené dynamickému nebo mnohokrát opakovanému zatížení se mohlo požadovat provedení průkazní zkoušky únavové pevnosti podle ČSN P 74 2871.

3.3.8.21 ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Změna Z2/2006

Beton

Konstrukce z předem předpjatého betonu bylo možno navrhovat z betonu pevnostních tříd C30/37 až C70/85 podle ČSN EN 206-1, ale pokud byly předepnuty žebříkovými tyčemi z oceli 10607.0 i z betonů pevnostních tříd C20/25 a C25/30.

Konstrukce z dodatečně předpjatého betonu bylo možno navrhovat z betonu pevnostních tříd C25/30 až C70/85.

Dodatečně přibetonované nebo připojené části ze železového nebo prostého betonu spřažených konstrukcí se navrhovaly z betonu pevnostních tříd C16/20 až C70/85.

Předpínací výztuž

Změna normy z hlediska předpínací výztuže obsahovala především aktualizaci parametrů pro výpočet a návaznost na aktuálně platné normy.

3.3.8.22 ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí - Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty

Jedná se o tzv. předběžné normy, které vždy platily pouze jako souběžná norma se stávající ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Realizované návrhy mostů byly podle těchto norem zpracovány pouze ve výjimečných případech (zřejmě spíše nikdy) a proto zde tyto normy podrobně nerozebíráme.

3.3.8.23 ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady, vč. oprav a změn k 01/2014

Eurokód 2 uvádí zásady pro navrhování betonových konstrukcí z prostého, železového a předpjatého betonu vyrobeného z hutného a pórovitého kameniva. Vychází z koncepce mezních stavů ve spojení s metodou dílčích součinitelů.

Beton

Pevnost betonu v tlaku je klasifikována pomocí pevnostních tříd betonu v tlaku, které odpovídají charakteristické (95%) válcové pevnosti f_{ck} nebo krychelné pevnosti $f_{ck,cube}$ ve stáří 28 dní podle EN 206-1. Norma uvádí parametry potřebné pro navrhování konstrukcí z betonu třídy C12/15 až C90/105 (první číslo v označení třídy betonu znamená charakteristickou válcovou pevnost v tlaku, druhé číslo charakteristickou krychelnou pevnost v tlaku). Pro betonové mosty se doporučuje používat třídy C30/37 až C70/85 (resp. C20/25 až C90/105, podle Změny Z2-01/2014 k ČSN EN 1992-2), pokud zadavatel nestanoví jinak (např. prostřednictvím TKP).

Modul pružnosti betonu se uvažuje jako sečnová hodnota mezi σ_c = 0 a 0,4.f_{cm} . Přibližné hodnoty pro betony se silikátovým kamenivem jsou uvedeny v normě; pro vápencové a pískovcové kamenivo se mají hodnoty snížit o 10%, resp. 30%. Pro čedičové kamenivo se mají hodnoty o 20% zvýšit.

Pro smršťování a dotvarování betonu norma uvádí poměrně rozsáhlé postupy výpočtu, které zohledňují řadu vlivů, především rozměry betonového prvku, složení betonu a vlhkost okolního prostředí. Na dotvarování betonu má vliv také jeho zralost v době, kdy je poprvé zatížen a závisí na velikosti a době trvání zatížení. Vzhledem k rozsahu zde nejsou postupy výpočtu podrobně rozepisovány, lze je však snadno získat z platných norem.

Předpínací výztuž

Eurokód 2 platí pro přepínací výztuž, kterou tvoří dráty, tyče nebo lana. Oceli vyhovující Eurokódu 2 jsou specifikovány charakteristickými hodnotami pevnosti v tahu f_{pk} , smluvní meze kluzu 0,1% - tzn. $f_{p0,1k}$ a protažení při maximálním zatížení e_{uk}. Pokud se použijí oceli, které neodpovídají EN 10138, mohou být jejich vlastnosti udány v příslušném evropském technickém schválení (*norma EN 10138 zatím nebyla vydána – pozn. aut.*).

Vlastnosti přepínací oceli mají být převzaty z EN 10138 nebo z příslušného evropského technického schválení. Předpínací vložky (dráty, lana, tyče) musí být klasifikovány podle:

- pevnosti, která je označena hodnotou smluvní meze kluzu 0,1% ($f_{p0,1k}$), hodnotou poměru pevnosti v tahu ke smluvní mezi kluzu (f_{pk} / $f_{p0,1k}$) a protažení při maximálním zatížení (e_{uk}),
- tříd udávajících relaxační chování,

- rozměru,
- povrchových charakteristik.

V Eurokódu jsou definovány tři třídy relaxačního chování:

- třída 1: dráty nebo lana s normální relaxací,
- třída 2: dráty nebo lana s nízkou relaxací,
- třída 3: za tepla válcované a upravené tyče.

Návrhové výpočty ztrát relaxací předpínací oceli mají vycházet z hodnoty r_{1000} , tj. ztráty relaxací 1000 hodin po napnutí při průměrné teplotě 20°C. Hodnota r_{1000} je vyjádřena procentním podílem počátečního napětí a stanovuje se pro počáteční napětí $0,7.f_p$, kde f_p je skutečná pevnost v tahu vzorků předpínací oceli. Pro návrhové výpočty se používá charakteristická pevnost v tahu (f_{pk}) a ta se také uvažuje v následujících výrazech.

Hodnoty r_{1000} se mohou předpokládat rovné: 8% pro třídu *1*, 2,5% pro třídu *2* a 4% pro třídu *3*, nebo se hodnoty uvažují podle certifikátu.

Ztráta relaxací je definována procentním poměrem změny předpínacího napětí k počátečnímu předpínacímu napětí. Může být získána z protokolů certifikačních zkoušek výrobce nebo stanovena z níže uvedených výrazů:

- třída 1: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39.r_{1000}.e^{6,7m}.\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-m)}.10^{-5} \qquad (3.38)$$

- třída 2: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66.r_{1000}.e^{9,1m}.\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-m)}.10^{-5} \qquad (3.39)$$

- třída 3: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98.r_{1000}.e^{8m}.\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-m)}.10^{-5} \qquad (3.40)$$

kde:

$\Delta\sigma_{pr}$ je absolutní hodnota relaxačních ztrát předpětí,

σ_{pi} při dodatečném předpínání je σ_{pi} absolutní hodnota počátečního předpětí $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$, při předpínání předem je σ_{pi} maximální tahové napětí působící v předpínací vložce zmenšené o okamžité ztráty vznikající v průběhu napínání,

t je doba po napnutí (v hodinách),

m $= \sigma_{pi} / f_{pk}$, kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti v tahu předpínací oceli,

r_{1000} je hodnota relaxační ztráty (v %) 1000 hodin po napnutí při průměrné teplotě 20°C.

Při výpočtu relaxačních ztrát v různých časových intervalech a při požadované větší přesnosti se postupuje podle přílohy D této normy (ČSN EN 1992-1-1). Dlouhodobé (konečné) hodnoty ztrát relaxací lze odhadnout pro t = 500 000 hodin (tj. přibližně 57

let). Ztráty relaxací jsou velmi citlivé na teplotu oceli. Pokud je teplota větší než 50°C nebo při použití tepelného ošetřování (např. párou), mají se ztráty relaxací ověřit.

Přepínací výztuž musí mít odpovídající duktilitu specifikovanou v EN 10138. Lze předpokládat, že tato podmínka je splněna, pokud $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq 1,1$.

Návrhovou hodnotu modulu pružnosti E_p pro lana lze předpokládat rovnou 195 GPa. Skutečná hodnota může být v rozsahu 185 GPa až 205 GPa v závislosti na výrobním postupu. V průvodním certifikátu dodávky má být uvedena příslušná hodnota.
Předpokládá se, že výše uvedené hodnoty platí pro předpínací výztuž v hotové konstrukci v rozsahu teplot -40°C až +100°C.

Dráty a tyče nesmí být svařovány. Jednotlivé dráty lan mohou obsahovat vystřídané svary, které musí být provedeny před jejich tažením za studena. Předpínací vložky musí mít přijatelně nízkou úroveň citlivosti na korozi pod napětím. To lze považovat za vyhovující, pokud přepínací vložky splňují kritéria stanovená v EN 10138 nebo udaná v příslušném evropském technickém schválení.

Betonářská výztuž

Vlastnosti betonářských ocelí se musí ověřit zkušebními postupy podle EN 10080 (42 1039) – [86]. Chování betonářské výztuže je stanoveno následujícími vlastnostmi:

- mezí kluzu (f_{yk} nebo $f_{0,2k}$),
- maximální skutečnou mezí kluzu ($f_{y,max}$),
- pevností v tahu (f_t),
- duktilitou (e_{uk} a f_t / f_{yk}), kde e_{uk} je charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení,
- ohýbatelností,
- charakteristikami soudržnosti (f_R),
- rozměry průřezu a tolerancemi,
- únavovou pevností,
- svařitelností,
- smykovou a svarovou pevností u svařovaných sítí a příhradovin.

Upřesnění konkrétních hodnot pro výztuže používané v České republice je v normě ČSN 42 0139 ([82]). Zkušební metody jsou v ČSN EN ISO 15630-1 (42 0365) – [83].

Eurokód 2 platí pro žebírkovou a svařitelnou výztuž, včetně výrobků z nich, s mezí kluzu v rozsahu f_{yk} = 400 MPa až 600 MPa.

Z hlediska duktility (tažnosti) se betonářské oceli rozdělují na třídy A, B, C podle poměru $(f_t / f_y)_k$ a e_{uk} . Podrobnější požadavky na jednotlivé třídy oceli jsou dány v EN 1992-1-1, příloha C; základní požadavky jsou také uvedeny v ***kapitole 2.3***. této směrnice. Pro mosty v ČR je možno používat pouze oceli o třídě duktility B nebo C.

V současné době je nejběžnější výztuž z oceli B500B. V označení oceli znamená:

B … betonářská výztuž,
500 … charakteristická mez kluzu,
B … třída tažnosti.

Konstrukční zásady

Trvanlivost

Z hlediska zajištění trvanlivosti musí být konstrukce navržena tak, aby degradační procesy během její návrhové životnosti, za předpokladu náležité údržby a s ohledem na okolní prostředí, nenarušily její provozuschopnost více, než je přípustné. Informativní kategorie návrhové životnosti podle ČSN EN 1990 ([3]) jsou uvedeny v ***Tabulce 3.25***.

Tabulka 3.25 Informativní kategorie návrhové životnosti podle ČSN EN 1990

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	dočasné konstrukce
2	10 až 25	vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	15 až 30	zemědělské a obdobné stavby
4	50	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

U betonových konstrukcí je v zásadě nutno zajistit trvanlivost betonu a trvanlivost betonářské a předpínací výztuže. Z hlediska trvanlivost betonu je nutno dodržet tzv. indikativní pevnostní třídy betonu v závislosti na podmínkách okolního prostředí (viz ***Tabulka 3.27***), což rovněž napomáhá i zajištění trvanlivosti betonářské a předpínací výztuže.

Podmínky prostředí představují souhrn chemických a fyzikálních vlivů, kterým je konstrukce vystavena kromě mechanických zatížení. Podmínky prostředí jsou klasifikovány v ***Tabulce 3.26***, která vychází z ČSN EN 206(-1) (obdobná tabulka je i v ČSN EN 1992-1-1). Současně je však nutno dodržet požadavky TKP.

Tab. 3.26 (*začátek*) Stupně vlivu prostředí podle EN 206(-1)

Označení stupně	Popis prostředí	Informativní příklady výskytu stupně prostředí
1 Bez nebezpečí koroze nebo napadení		
X0	pro beton bez výztuže nebo zabudovaných kovových vložek: - všechny vlivy s výjimkou střídavého působení mrazu a rozmrazování pro beton s výztuží nebo zabudovanými kovovými vložkami: - velmi suché	beton uvnitř budov s velmi nízkou vlhkostí vzduchu
2 Koroze vyvolaná karbonatací		
XC1	suché nebo stále mokré	beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu; b. trvale ponořený ve vodě
XC2	mokré, občas suché	povrchy betonů vystavených dlouhodobému působení vody; většina základů
XC3	středně vlhké	beton uvnitř budov se střední nebo velkou vlhkostí vzduchu; venkovní beton chráněný proti dešti
XC4	střídavě mokré a suché	povrchy betonů ve styku s vodou, které nejsou zahrnuty ve stupni vlivu prostředí XC2
3 Koroze vyvolaná chloridy		
XD1	středně vlhké	povrchy betonů vystavených chloridům rozptýleným ve vzduchu
XD2	mokré, občas suché	plavecké bazény; betonové prvky vystavené působení průmyslových vod obsahujících chloridy
XD3	střídavě mokré a suché	části mostů vystavených postřikům obsahujícím chloridy; vozovky; bet. povrchy parkovišť

Tab. 3.26 (*dokončení*) Stupně vlivu prostředí podle EN 206(-1)

4 Koroze vyvolaná chloridy z mořské vody		
XS1	vystavení slanému vzduchu, ale ne v přímém styku s mořskou vodou	konstrukce blízko mořského pobřeží nebo na pobřeží
XS2	trvalé ponoření do vody	části námořních konstrukcí
XS3	smáčení a ostřikování přílivem	části námořních konstrukcí
5 Střídavé působení mrazu a rozmrazování (mrazové cykly)		
XF1	středně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků	svislé betonové povrchy vystavené dešti a mrazu
XF2	středně nasycené vodou s rozmrazovacími prostředky	svislé betonové povrchy konstrukcí pozemních komunikací vystavené mrazu a rozmrazovacím prostředkům rozptýleným ve vzduchu
XF3	značně nasycené vodou bez rozmrazovacích prostředků	vodorovné betonové povrchy vystavené dešti a mrazu
XF4	značně nasycené vodou s rozmrazovacími prostředky nebo mořskou vodou	vozovky a mostovky vystavené rozmrazovacím prostředkům; betonové povrchy vystavené přímému ostřiku rozmrazovacími prostředky a mrazu; smáčené části námořních konstrukcí vystavených mrazu
6 Chemické působení		
XA1	slabě agresivní chemické prostředí podle EN 206-1, tab. 2	přírodní zemina a podzemní voda
XA2	středně agresivní chemické prostředí podle EN 206-1, tab. 2	přírodní zemina a podzemní voda
XA3	vysoce agresivní chemické prostředí podle EN 206-1, tab. 2	přírodní zemina a podzemní voda

Tabulka 3.27 Indikativní pevnostní třídy betonu

	Stupně vlivu prostředí podle tabulky 2							
Koroze								
	Koroze vyvolaná karbonatací				Koroze vyvolaná chloridy			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	
Indikativní pevnostní třída	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	
Poškození betonu								
	bez rizika	střídavé působení mrazu a rozmrzávání				chemické napadení		
	X0	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Indikativní pevnostní třída	C12/15	C25/30	C25/30[1)]	C25/30[1)]	C30/37[1)]	C25/30	C30/37	C35/45
[1)] beton musí být provzdušněn (provzdušnění min. 4%), lze také použít neprovzdušněný beton o 1 třídu vyšší								

Minimální krycí vrstva betonu

Na výkresech má být předepsána nominální i minimální hodnota tloušťky krycí vrstvy, přičemž nominální krycí vrstva je definována jako součet minimální krycí vrstvy c_{min} a přídavku na návrhovou odchylku Δc_{dev}:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \qquad (3.41)$$

Minimální betonová krycí vrstva c_{min} musí zajistit:

- spolehlivé přenesení sil v soudržnosti,
- ochranu výztuže proti korozi (trvanlivost),
- odpovídající požární odolnost.

Hodnota c_{min} splňující požadavky jak soudržnosti, tak podmínek prostředí musí být stanovena jako větší z hodnot:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \text{ , kde:} \qquad (3.42)$$

$c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti,

$c_{min,dur}$ je minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí,

$\Delta c_{dur,g}$ je přídavná bezpečnostní složka,

$\Delta c_{dur,st}$ je redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli,

$\Delta c_{dur,add}$ je redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany.

Aby byly bezpečně přeneseny síly v soudržnosti a bylo zajištěno odpovídající zhutnění betonu, nesmí být tloušťka krycí vrstvy $c_{min,b}$ menší než je uvedena v ***Tabulce 3.28***.

Tabulka 3.28 Minimální krycí vrstva $c_{min,b}$ z hlediska soudržnosti

Požadavky na soudržnost	
Uspořádání prutů	Minimální krycí vrstva $c_{min,b}$ *)
- oddělené	průměr prutu
- svazky	náhradní průměr f_n
*) Pokud je jmenovitý maximální rozměr kameniva větší než 32 mm, $c_{min,b}$ se má zvýšit o 5 mm	

Hodnoty $c_{min,b}$ pro kruhové a pravoúhelníkové kanálky s dodatečně napjatými soudržnými předpínacími vložkami se uvažují takto:

- kruhové kanálky: průměr,
- pravoúhelníkové kanálky: větší z hodnot {menší rozměr; polovina většího rozměru}, přitom však není třeba uvažovat hodnotu větší než 80 mm, jak u kruhového, tak u pravoúhelníkového kanálku.

Hodnoty $c_{min,b}$ pro předem napjaté předpínací vložky se uvažují takto:

- 1,5 násobek průměru lana nebo hladkého drátu,
- 2,5 násobek průměru drátu s vtisky.

Minimální krycí vrstva předpínacích vložek v kotvení má odpovídat příslušným evropským technickým schválením.

Při určení hodnoty $c_{min,dur}$ se vychází z třídy konstrukce, která charakterizuje její vystavení účinkům okolního prostředí i (požadovanou) odolnost proti těmto účinkům. Přitom se podle doporučení ČSN EN 1992-1-1 vychází z třídy konstrukce S4 pro návrhovou životnost 50 let a pro indikativní pevnosti betonu podle ***Tabulky 3.27***. Úpravy třídy konstrukce v závislosti na stupni vlivu prostředí, návrhové životnosti, použité třídě betonu, uspořádání konstrukce a zajištění kvality výroby jsou uvedeny v ***Tabulce 3.29***. Minimální hodnoty tloušťky krycí vrstvy betonu z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž jsou pak uvedeny v ***Tabulce 3.30*** a pro přepínací výztuž v ***Tabulce 3.31***.

Tabulka 3.29 Úprava klasifikace konstrukcí

Třída konstrukce							
Kritérium	Stupeň vlivu prostředí podle ***Tabulky 3.26***						
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4	XD1	XD2/ XS1	XD3/ XS2/ XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída[1)2)]	≥C30/37 zmenšit třídu o 1	≥C30/37 zmenšit třídu o 1	≥C35/45 zmenšit třídu o 1	≥C40/50 zmenšit třídu o 1	≥C40/50 zmenšit třídu o 1	≥C40/50 zmenšit třídu o 1	≥C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
Poznámka: stanovenou mez lze snížit o jednu pevnostní třídu, pokud použijeme provzdušnění větší než 4%.							

Tabulka 3.30 Minimální hodnoty tloušťky krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž podle EN 10080

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ [mm]							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle ***Tabulky 3.26***						
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4	XD1/ XS1	XD2/ XS2	XD3/ XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabulka 3.31 Minimální hodnoty tloušťky krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ [mm]							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle ***Tabulky 3.26***						
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4	XD1/ XS1	XD2/ XS2	XD3/ XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Úpravy tloušťky minimální krycí vrstvy

Betonová krycí vrstva má být zvětšena o přídavnou bezpečnostní složku $\Delta c_{dur,g}$ (doporučená hodnota v ČR je 0 mm). Pokud se použije korozivzdorná ocel nebo jiná zvláštní opatření, lze minimální krycí vrstvu zmenšit o $\Delta c_{dur,st}$ (doporučená hodnota v ČR je 0 mm). V těchto případech má být zváženo ovlivnění všech souvisejících materiálových vlastností, včetně soudržnosti. U betonu s přídavnou ochranou (např. nátěrem) může být minimální krycí vrstva zmenšena o $\Delta c_{dur,add}$ (doporučená hodnota v ČR je 0 mm).

Pokud je beton ukládán na již existující povrch betonu (prefabrikovaný nebo zhotovený na stavbě), mohou být požadavky na krytí výztuže ve styčné spáře stanoveny odlišně. Pokud jsou splněny následující podmínky, připouští se, aby krycí vrstva splňovala jen požadavky na soudržnost mezi ocelí a betonem:

- doba vystavení povrchu staršího betonu vnějšímu prostředí nemá být delší než 28 dní,
- styčný povrch staršího betonu je drsný,
- pevnostní třída staršího betonu je nejméně C25/30.

Pokud je povrch betonu vystaven abrazivnímu působení ledu nebo pevných částí přinášených tekoucí vodou, má být krycí vrstva zvětšena minimálně o 10 mm.

Pokud je beton namáhán obrusem, má být věnována zvláštní pozornost kamenivu, vyhovujícímu EN 206-1. Obrus betonu lze připustit při zvětšení betonové krycí vrstvy (obětovaná vrstva). V takovém případě má být minimální krycí vrstva c_{min} zvětšena o 5 mm pro třídu obrusu XM1, o 10 mm pro XM2 a o 15 mm pro XM3. Třída obrusu XM1 představuje střední obrus, ke kterému dochází například u průmyslových ploch pojížděných vozidly se vzduchovými pneumatikami. Třída obrusu XM2 představuje značný obrus jaký je u průmyslových ploch pojížděných vysokozdvižnými vozíky se vzduchovými nebo pevnými gumovými pneumatikami. Třída obrusu XM3 představuje extrémní obrus, ke kterému dochází například u průmyslových ploch pojížděných

vysokozdvižnými vozíky s elastomerovými nebo ocelovými koly nebo nákladními vozidly. Betonová mostovka mostu pozemní komunikace bez izolace proti vodě nebo bez povrchové úpravy má být zatříděna do třídy obrusu XM2.

Přídavek pro návrhovou odchylku

Při výpočtu nominální krycí vrstvy c_{nom} musí být v návrhu uvažován přídavek k minimální krycí vrstvě (Δc_{dev}), který by pokryl přípustnou odchylku. Požadovaná minimální krycí vrstva musí být tedy zvětšena o absolutní hodnotu přípustné záporné odchylky. Doporučená hodnota Δc_{dev} je 10 mm, lze ji však snížit v následujících případech:

- pokud je při výrobě uplatněn systém zajištění kvality, ve kterém monitorování zahrnuje měření betonové krycí vrstvy, pak návrhový přídavek pro odchylku Δc_{dev} může být zmenšen na: 10 mm ≥ Δc_{dev} ≥ 5 mm,
- pokud může být zajištěno, že se používají velmi přesné měřicí přístroje pro monitorování a odmítají se nevyhovující prvky (např. prefabrikáty), pak přídavek pro návrhovou odchylku Δc_{dev} může být zmenšen na: 10 mm ≥ Δc_{dev} ≥ 0 mm.

Při betonáži na nerovné povrchy má být minimální krycí vrstva při návrhu zpravidla zvětšena o větší odchylky. Zvětšení má být v souladu s rozdíly způsobenými nerovnostmi, přičemž krycí vrstva má být nejméně 40 mm při betonáži na upravené podloží (včetně podkladního betonu) a 75 mm při betonáži přímo na zeminu. Krycí vrstva výztuže pro jakýkoliv tvarovaný povrch, jako je žebrovaný nebo s obnaženým kamenivem, musí být též zvětšena nejméně o 5 mm s přihlédnutím k tvarování nerovného povrchu.

Změna 2 – 01/2014 normy ČSN EN 1992-2 nově zavádí pojem "stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže *PL*" (*Protection Level*). V závislosti na stupni ochrany se volí požadavky na navrhování konstrukcí z hlediska mezního stavu omezení trhlin – viz ***Tabulka 3.32***, ***3.33*** a ***3.34***.

Tabulka 3.32 Stupeň protikorozní ochrany *PL* předpínací výztuže

Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže (*Protection Level*)	Výztuž pro dodatečně předpjatý beton	Výztuž pro předem předpjatý beton
PL1	Předpínací výztuž zainjektovaná v kovovém kanálku.	Výztuž chráněná dostatečnou krycí vrstvou betonu.
PL2	Předpínací výztuž zainjektovaná v plastovém[a)] kanálku. Kovová povlakovaná výztuž. Nekovová předpínací výztuž.	Kovová povlakovaná výztuž s ochranou konců. Nekovová předpínací výztuž.
PL3	Předpínací výztuž podle PL2 doplněná o kompletní elektrickou izolaci (u kovové výztuže) a monitoring stavu výztuže.	Předpínací výztuž podle PL2 doplněná o monitoring stavu výztuže.
[a)] S plastovými kanálky je možno dosáhnout vyšší vodotěsnosti i vyšší únavové odolnosti.		

Tabulka 3.33 Volba stupně protikorozní ochrany předpínací výztuže

		Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže *PL*[g)] pro konstrukční ochranná opatření		
		Vysoká[e)]	Střední	Nízká[f)]
Agresivita prostředí[a)]	Vysoká[b)]	PL2	PL2 – PL3	PL3
	Střední[c)]	PL1 – PL2	PL2	PL2 – PL3
	Nízká[d)]	PL1	PL1 – PL2	PL2

a) Agresivita prostředí je dána chemickými vlivy (např. účinky chloridů), vlivem únavy a účinky bludných proudů.

b) Stupeň vlivu prostředí XC4, XD3, XF4, XA3 podle ČSN EN 206-1 (*resp. ČSN EN 206 od 06/2014*) a/nebo prostředí podle ČSN 73 6214: 2014, článek 12(9).

c) Stupeň vlivu prostředí XC2 – XC3, XD2, XF2 – XF3, XA2 podle ČSN EN 206-1 (*resp. ČSN EN 206 od 06/2014*) a/nebo prostředí podle ČSN 73 6214: 2014, článek 12(9).

d) Max. stupeň vlivu prostředí XC1, XD1, XF1, XA1 podle ČSN EN 206-1 (*resp. ČSN EN 206 od 06/2014*) a/nebo prostředí podle ČSN 73 6214: 2014, článek 12(9).

e) Např. předpínací výztuž v konstrukci spolehlivě chráněné vodotěsnou izolací.

f) Např. předpínací výztuž v parapetním nosníku vystupujícím nad vozovku.

g) Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže – viz ***Tabulka 3.32***.

Tabulka 3.34 (*začátek*) Doporučené hodnoty w_{max} a odpovídající kombinační pravidla[d), f), g)]

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné předpínací výztuže (kvazi-stálá kombinace zatížení)	Prvky předpjaté soudržnou výztuží (častá kombinace zatížení)		
		Předem předpjatý beton	Dodatečně předpjatý beton	
		Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3[c)]	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1[c)]	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2 a PL3[c)]
X0, XC1	0,4[a)]	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1[b)]	0,2[b)]	0,3
XD, XS, XF	0,2	Dekomprese[e)]	0,1[b)]	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerozhoduje	Nulový tah ve spáře: charakt. kombinace zatížení (viz též ČSN EN 15050)			

a) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.

b) Pro tyto případy musí být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

c) Stupně protikorozní ochrany (*Protection Level*) předpínací výztuže - viz ***Tabulka 3.32*** a ***Tabulka 3.33***.

d) Tato tabulka není určena pro hodnocení existujících (ani nových) konstrukcí.

Tabulka 3.34 (*dokončení*) Doporučené hodnoty w_{max} a odpovídající kombinační pravidla[d), f), g)]

e)	Pro tento případ musí být také posouzena šířka trhlin 0,2 mm pro charakteristickou kombinaci zatížení.
f)	Tato tabulka platí pro konstrukce působící v obou směrech jako železobetonové nebo jako předpjaté stejným druhem předpínací výztuže (výztuž se soudržností, výztuž bez soudržnosti). Doporučuje se tabulku použít a uvažovat přísnější požadavky i v případě, kdy je konstrukce navržena v podélném a v příčném směru rozdílně (např. v podélném směru působí jako předpjatá výztuží se soudržností a v příčném směru jako železobetonová).
g)	Spřažené desky spolupůsobící s předpjatými nosníky se uvažují jako železobetonové, pokud po jejich betonáži již není do konstrukce vneseno další předpětí.

3.3.8.24 ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí

Z hlediska předmětu této směrnice norma obsahuje doplňující konstrukční zásady pro navrhování betonových, železobetonových a předpjatých mostních konstrukcí. Obsahuje rovněž základní údaje pro navrhování konstrukcí zavěšených a konstrukcí "extradosed".

3.3.8.25 „Dispositions pour garantir la durabilité des câbles de précontrainte dans les ouvrages d´art" (Opatření pro zajištění trvanlivosti předpínací výztuže ve stavebních konstrukcích – dále jen „Opatření"), Švýcarsko, 2007

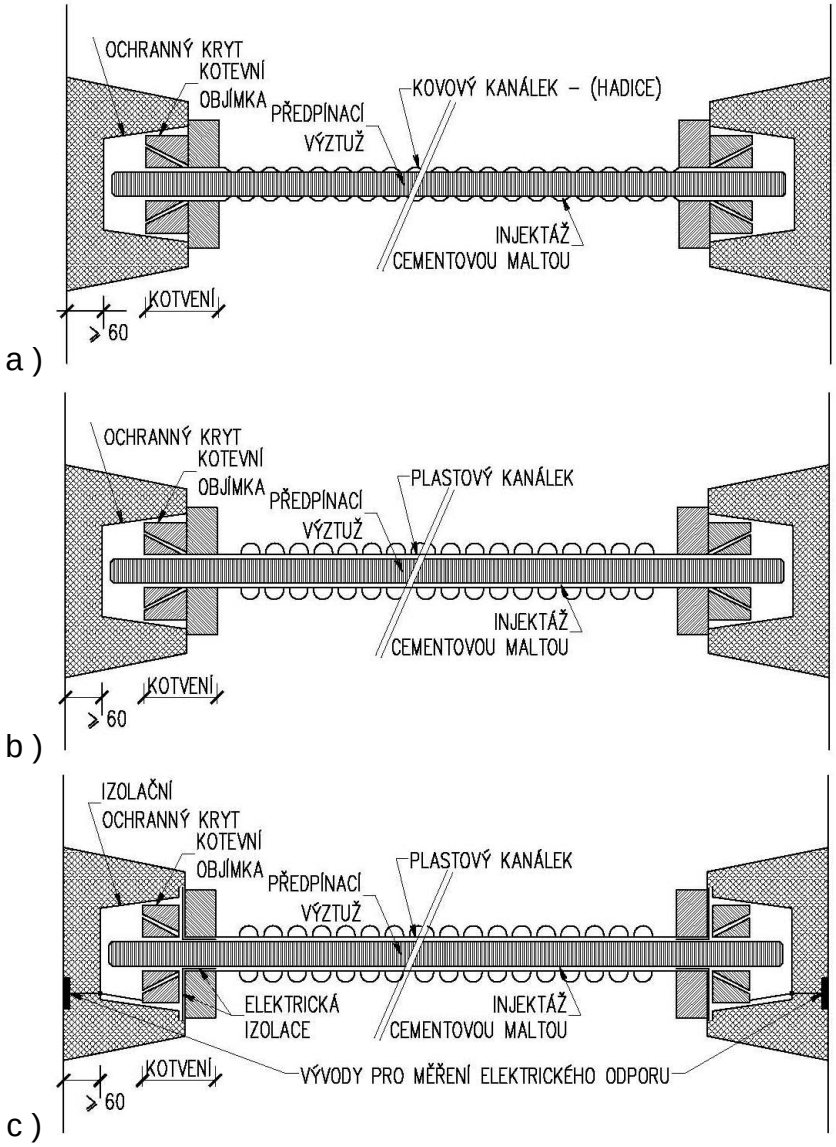
Stupně protikorozní ochrany předpínacích kabelů (podle čl. 2.2 "Opatření", viz též ***Obr. 3.58***):

- kategorie *a*: předpínací kabely v kovovém kanálku,
- kategorie *b*: předpínací kabely v plastovém kanálku,
- kategorie *c*: předpínací kabely elektricky izolované v plastovém kanálku.

U kabelů kategorie *c* může být izolace, a tím i účinnost ochrany proti korozi, hodnocena prostřednictvím měření elektrického odporu mezi předpínací výztuží a materiálem kabelového kanálku.

Výběr kategorie protikorozní ochrany (čl. 3.1 "Opatření") se má provést na základě následujících kritérií:

- způsob používání (most silniční, železniční, nebo sdružený),
- zda existují požadavky na sledování izolace kanálku,
- povaha a intenzita agresivních činitelů (např. chemické rozmrazovací prostředky, bludné proudy, únava),
- vystavení předpínacích kabelů agresivním činitelům, resp. vzdálenost od místa působení těchto činitelů,
- způsob ochrany konstrukce a její výztuže - např. existence systému vodotěsné izolace nosné konstrukce, nebo absence takové ochrany (např. předpjaté trámy mostů s dolní mostovkou).



Obr. 3.58 Kategorie protikorozní ochrany předpínacích kabelů - schéma (podle [114]): a) předpínací kabel v kovovém kanálku, b) předpínací kabel v plastovém kanálku, c) předpínací kabel elektricky izolovaný v plastovém kanálku

Směrnice “Opatření“ rozlišuje následující tři základní hlediska ve vztahu k ohrožení předpínacích kabelů. Pokud se následně zvolí kabely kategorie *c*, ovlivňují tato kritéria i jejich uspořádání:

- sledování (monitoring) stavu kabelu během výstavby i za provozu,
- zvýšení únavové odolnosti,
- ochrana proti bludným proudům.

Podrobnosti jsou uvedeny v “Opatření“, příloze I, §I.2.

Výběr kategorie má být proveden samostatně pro podélné předpětí, předpětí příčníků a příčné předpětí mostovkové desky podle vývojového diagramu uvedeného ve [114], obr. 3.1. Výběr má být proveden v úvodní fázi projektu.

Sledování předpínacích kabelů kategorie *c* má být prováděno jak ve fázích výstavby, tak i ve stanovených intervalech za provozu. Požadavky mají být stanoveny v plánu měření. Viz též “Opatření“, I.4, str. 24.

Předpínací kabely zařazené do kategorie *c* mají být spíše kratší a bez spojek. Důvodem je, že velmi dlouhé kabely a kabely spojkované:

- jsou obtížné z hlediska sledování,
- existuje u nich vyšší pravděpodobnost porušení izolace,
- jsou citlivější na bludné proudy.

Pro měření elektrického odporu je nutno připravit měřící kontakty na každém konci kabelu i na výztuži.

V případě použití plastových kanálků je nutno věnovat pozornost možným důsledkům vyšší hodnoty součinitele teplotní roztažnosti.

Kanálky mají být připevněny tak, aby se během betonáže nemohly hýbat. K připevnění kanálků se mají používat plastové přípravky, přivázání ocelovým drátem není přípustné. V případě malých poloměrů zakřivení kanálků (v rozsahu jedno- až dvojnásobku minimálních přípustných poloměrů) se mezi podpory kanálků a kanálky samotné vkládají ochranné podložky (i v případě vodorovných oblouků). Tyto podložky musejí být povinně plastové u kabelů kategorie *b* a *c*.
Pokud není možno dodržet maximální přípustné časové intervaly mezi výrobou, uložením, napnutím a zainjektováním předpínací výztuže, je nutno použít zvláštní prostředky pro dočasnou protikorozní ochranu předpínací výztuže. Kvalita protikorozní ochrany a neškodnost použitého přípravku z hlediska předpínací oceli, kanálku, injektážní malty a z hlediska soudržnosti mezi výztuží a maltou mají být ověřeny průkaznými zkouškami (“Opatření“, §II.1, p. 31).

Elektrické odizolování předpínací výztuže a betonářské výztuže musí být ověřeno u každého kabelu kategorie *c*, a to na základě měření elektrického odporu (“Opatření“, příloha I).

Lze předpokládat dokonalé elektrické odizolování předpínací výztuže a betonářské výztuže a tím i dokonalou ochranu kabelu proti korozi, pokud jsou dosaženy minimálně hodnoty elektrického odporu podle ***Tab. 3.32*** (pro kabel napnutý a zainjektovaný).

Pokud jsou překročeny výše uvedené hodnoty maximálního přípustného snížení elektrického odporu, je nutno lokalizovat defekty, vyhodnotit je a v případě potřeby provést opatření podle “Opatření“, příloha I.

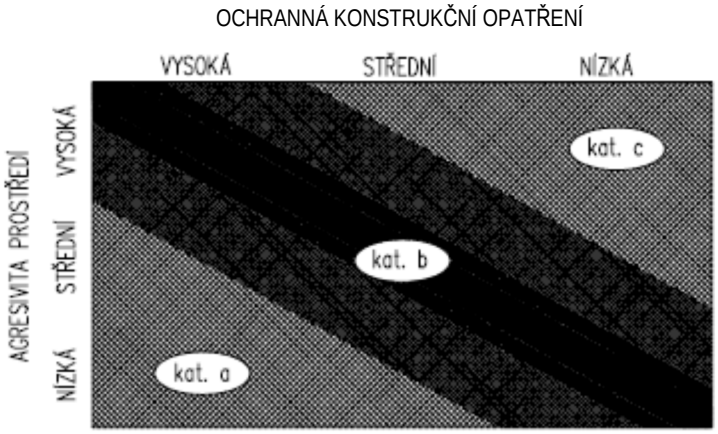
Předpínací kabely mohou být ohroženy vlivem chloridů, vlivem únavy nebo vlivem bludných proudů. Zatímco u ocelových kanálků není možné jejich sledování nedestruktivními metodami, plastové kanálky přinášejí i řadu dalších výhod – lepší ochranu proti korozi, vyšší odolnost proti únavě, u elektricky izolovaných kabelů rovněž ochranu proti účinkům bludných proudů a možnost dlouhodobého sledování stavu kabelů po celou dobu životnosti konstrukce (prostřednictvím měření elektrického odporu).

Obr. 3.59 ukazuje vztah mezi agresivitou prostředí na jedné straně a na druhé straně náročností protikorozní ochrany vyjádřené zařazením kabelu do příslušné kategorie (*a*, *b* nebo *c*).

Tabulka 3.32 Minimální hodnoty elektrického odporu (28 dní po injektáži kanálků) – podle [114]

Kanálek	Minimální hodnota[4] z hlediska		
	Sledování: Minimální hodnota elektrického odporu – normalizovaná délka[5] R_l (= $R\ l_p$)	Únavy: Minimální hodnota elektrického odporu R	Bludných proudů[6]: Minimální hodnota elektrického odporu – normalizovaná délka[5] R_l (= $R\ l_p$)
f 60 mm	50 kΩm	20 kΩm	250 kΩm
f 75 mm	50 kΩm	20 kΩm	200 kΩm
f 100 mm	50 kΩm	20 kΩm	150 kΩm
f 130 mm	50 kΩm	20 kΩm	125 kΩm
Maximální přípustné snížení	10%	0[7]	20%

Vysvětlivky:
[4] hodnoty naměřené dříve než 28 dní po injektáži kanálků je nutno upravit na základě druhé odmocniny času (viz "Opatření", Příloha I),
[5] změřená hodnota odporu má být přenásobena délkou kabelu l_p, ale nejméně 25 m,
[6] na elektrifikovaných tratích se stejnosměrnou trakcí má být zohledněn také předpis C3 Švýcarské společnosti pro protikorozní ochranu SGK,
[7] v oblasti rozhodující z hlediska únavy nemá u žádného kabelu dojít ke snížení elektrického odporu.



Obr. 3.57 Volba kategorie předpínacího kabelu v závislosti na agresivitě prostředí a způsobu ochrany (podle [114])

Obecně by mělo být snahou dosáhnout vždy nejvyššího možného elektrického odporu, přičemž stanovené mezní hodnoty jsou v závislosti na podmínkách odstupňovány výše uvedeným způsobem. Z hlediska "únavy" se pouze požaduje vyloučení krátkého okruhu ("zkratu") mezi předpínací a betonářskou výztuží; rovněž by v takovém případě měly být použity plastové kabelové kanálky, které jsou z hlediska únavové odolnosti výhodnější (pro vyloučení tření mezi ocelovými prvky). Pro "sledování" je nutná vyšší úroveň elektrické izolace pro zajištění potřebných podmínek měření a v případě "ochrany proti bludným proudům" je nutná nejvyšší hodnota elektrické izolace.

Z hlediska sledování kabelů a z hlediska jejich ochrany proti účinkům bludných proudů jsou vhodnější kabely kratší a kabely bez spojek. Předpínací kabely, které jsou kratší než 30% délky konstrukce a kratší než 100 m nejsou podle "Opatření" ohroženy bludnými proudy, pokud po nich není vedena trať elektrifikovaná stejnosměrnou trakcí.

4. Závady betonových konstrukcí

(částečně spolupráce s Ing. Janem Zatloukalem, kapitola 4.3.2.4 Ing. Bohumil Kučera; zpracováno též s využitím [115] – [154])

4.1 Úvod

Životnost železobetonové konstrukce (včetně konstrukce předpjaté) je dána:

- životností betonu (tj. životností cementové pasty a životností kameniva),
- životností výztuže.

U železobetonové konstrukce existují v zásadě možnosti degradace materiálů, které jsou uvedeny níže, vč. ***Obr. 4.1***. Většina uvedených vlivů působí na konstrukci obvykle dlouhodobě, některé (především požár), působí na konstrukci relativně krátce a intenzivně.

Vlivy způsobující degradaci uvedených materiálů a snižující životnost konstrukce lze rozdělit do několika základních skupin (vlivy fyzikální, chemické a biologické), uvedených dále (viz též ***Obr. 4.1***).

Fyzikální vlivy působící degradaci betonu:

- vliv zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů (s nebo bez chemických rozmrazovacích prostředků) – lze rozlišit působení na cementovou pastu i na kamenivo,
- mechanické opotřebení: obrus (abraze) a eroze – projeví se na cementové pastě, případně i na kamenivu,
- vliv trhlin (z hlediska porušení betonu se nadměrné trhliny projeví zvýšenými účinky zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů, zrychleným přístupem agresivních látek do vnitřního objemu betonu apod.),
- únava materiálu,
- vliv požáru.

Chemické vlivy působící degradaci betonu:

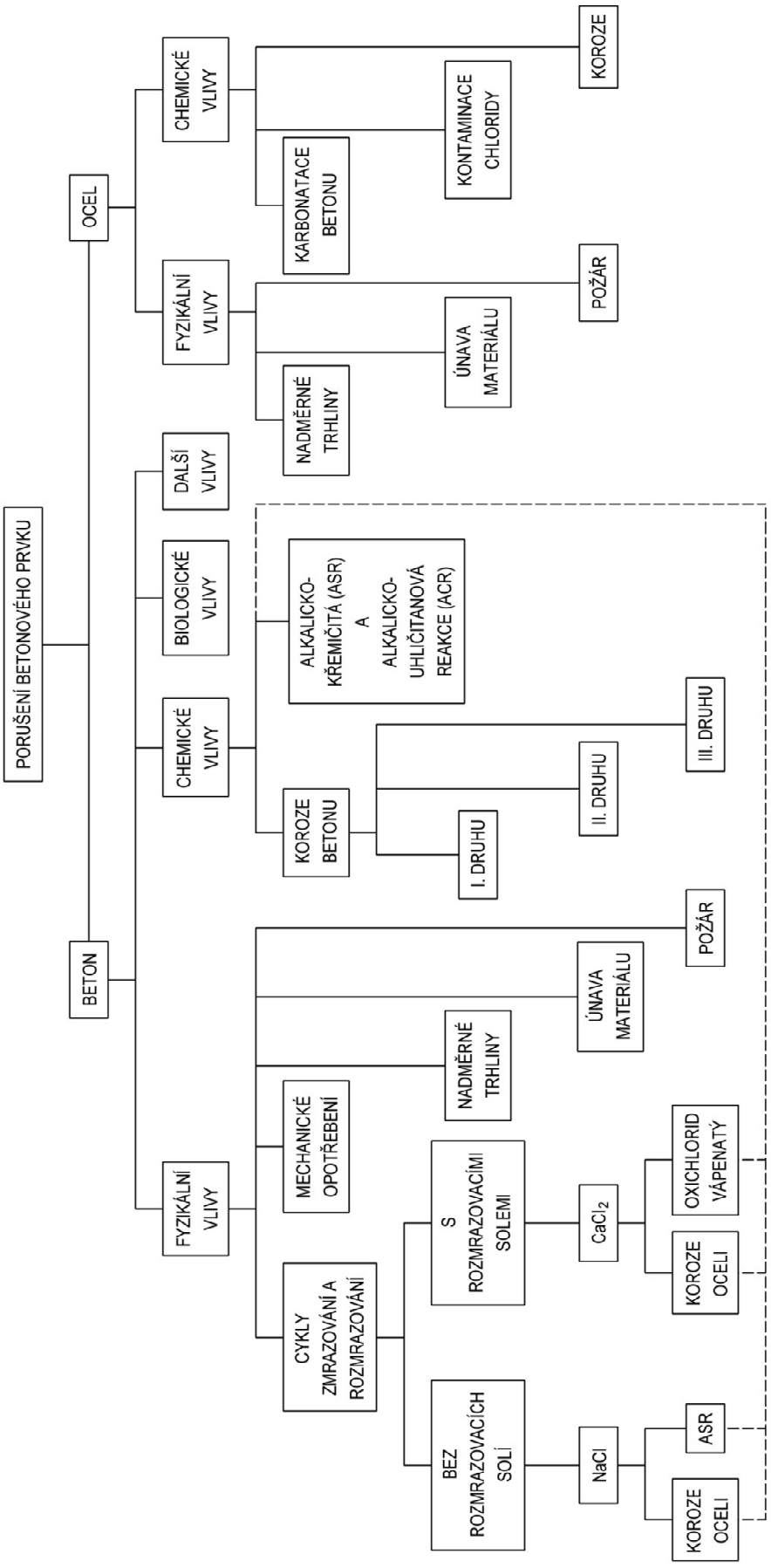
- koroze I. typu - vyluhování (pojiva, příp. i kameniva),
- koroze II. typu – rozpouštění (pojiva, příp. i kameniva),
- koroze III. typu - rozpínání (např. síranová koroze – vnější nebo vnitřní),
- alkalicko – křemičitá reakce, případně alkalicko – uhličitanová reakce,
- v určitých případech též účinky chemických rozmrazovacích prostředků.

Biologické vlivy degradace betonu:

- účinky kořenů,
- účinky mikroorganismů.

Fyzikální vlivy porušení výztuže:

- trhliny nadměrné šířky a nekvalitní krycí vrstva – umožňují korozi výztuže,
- únava materiálu,
- vliv požáru.



Obr. 4.1 Vlivy způsobující degradaci železobetonových konstrukcí

Chemické vlivy porušení výztuže:

- karbonatace betonu vlivem CO_2 z okolního prostředí (vytváří pro korozi podmínky),
- kontaminace betonu chloridy (vytváří pro korozi podmínky),
- koroze výztuže.

Pro degradaci konstrukce (resp. jejích materiálů) je obecně nutno splnit následující podmínky (podle [125]):

- permeabilita betonu, tzn. spojité póry, příp. nadměrné trhliny,
- přítomnost vody (vlhkosti),
- přítomnost agresivních látek,
- pro korozi oceli přítomnost kyslíku.

V případě výskytu pouze jednoho z výše uvedených vlivů je vznik degradace velmi nepravděpodobný, naopak v případě výskytu všech vlivů je pravděpodobnost degradace materiálů velmi vysoká.

4.2 Degradace betonu

4.2.1 Fyzikální vlivy

4.2.1.1 Vliv zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů (podle [125])

Porušení betonu (ztvrdlé cementové pasty a/nebo kameniva) vzniká v důsledku většího objemu ledu vzhledem k původnímu objemu vody. Zvětšení objemu činí 9%, proto obvykle nedochází k poškození konstrukce, pokud jsou póry betony vyplněny vodou maximálně z 91,7% (v pórech zůstává dostatečný prostor pro rozpínání). Pokud však obsahují větší množství vody, není v pórech dostatečný prostor pro vznikající led a ten způsobuje v cementové matrici (případně i v zrnech kameniva, pokud není mrazuvzdorné) vznik tahových napětí.

Důležitá je také velikost pórů. V nejmenších kapilárních pórech o průměru pod 0,1 mm nemůže led vzniknout, protože v nich vlivem zakřivení povrchu voda mrzne až při teplotách hluboko pod 0°C. Z hlediska porušení mrazem jsou ale nebezpečné kapilární póry o průměru 0,1 – 10 mm.

Mrazuvzdornosti betonu může být dosaženo při dodržení tří požadavků:

a) snížením objemu kapilárních pórů (0,1 – 10 mm) v cementové pastě, čehož se dosáhne snížením vodního součinitele. Tím se sníží nasákavost betonu i riziko růstu stupně nasycení kapilárních pórů. Další příznivý účinek nízkého vodního součinitele spočívá ve snížení obsahu volné vody,
b) provzdušněním betonu, tzn. vytvořením bublin o průměru 100 – 300 mm uvnitř betonu. Vzdálenost těchto bublin (pórů) od sebe musí být méně než 300 mm, celkový objem těchto bublin má být asi 4 – 6% objemu betonu. Za těchto podmínek bubliny snižují napětí v betonu tím, že je do nich vzrůstajícím objemem ledu vtlačována dosud tekutá voda. Během tání se voda vrací z větších pórů (100 – 300 mm) zpět do malých (0,1 – 10 mm) vlivem kapilárního

sání, což zajišťuje funkčnost vzduchových bublin i při dalším zmrazování. Po mnoha cyklech zmrazování a rozmrazování nicméně může být část objemu vzduchových bublin zaplněna hydratačními produkty a beton tak po nějaké době může ztratit svou mrazuvzdornost,

c) použitím hutného mrazuvzdorného kameniva.

Zmrazovací a rozmrazovací cykly mohou probíhat bez přítomnosti chemických rozmrazovacích prostředků (solí), nebo s jejich přítomností. Chemické rozmrazovací prostředky obsahují chloridy, které způsobují depasivaci výztuže (pak je možná koroze i v napohled nepoškozeném betonu), zatímco na vlastní beton obvykle vliv nemají. Nicméně jejich účinky závisí na typu solí, které jsou použity – NaCl nebo $CaCl_2$. Při použití NaCl, což je nejčastější případ, se mohou projevit následující dva další účinky:

- účinek chloridových iontů, které způsobují (umožňují) korozi ocelové výztuže,
- účinek Na^+ iontů, které reagují s kamenivem nebezpečným z hlediska alkalicko-křemičité reakce.

Při použití $CaCl_2$ může docházet k následujícím dvěma procesům:

- koroze ocelové výztuže,
- reakce mezi $CaCl_2$ a cementovou pastou, která vede k odlupování a vyluhování betonu v důsledku vzniku látky zvané oxichlorid vápenatý.

4.2.1.2 Mechanické opotřebení (viz též [151])

Z hlediska mechanického opotřebení betonu můžeme rozeznávat abrazi, erozi a kavitaci. V jejich důsledku dochází k narušení celistvosti povrchu betonové konstrukce i ke zmenšení tloušťky krycí vrstvy.

Abraze betonu vzniká v důsledku otěru jeho povrchu mechanickými prostředky. Otěr je opotřebení povrchu obrušováním a třením. Obvykle se povrch opotřebovává rovnoměrně v cementovém tmelu i v kamenivu. Vliv na rychlost poškození otěrem má pevnost betonu v tlaku, vlastnosti kameniva, povrchová úprava konstrukce, použití povrchového nátěru a doba ošetřování betonu při výstavbě. Protože opotřebení postupuje vždy od povrchu betonu, rozhodující je zejména kvalita horní vrstvy. Rozhodující pro odolnost betonu proti opotřebení jsou vlastnosti kameniva, jeho soudržnost s cementovým kamenem a textura povrchu.

Eroze (opotřebení) vzniká působením pevných částic (např. pískových zrn) unášených vodním proudem. Kvalitní beton je schopen dlouhodobě odolávat i rychle proudící vodě bez výraznějších příznaků porušení. Méně odolný je vůči obrušování tuhými částicemi, unášenými proudící vodou nebo vzduchem. Rychlost opotřebení betonu závisí na velikosti, tvaru, tvrdosti a množství unášených částic, rychlosti proudění a kvalitě povrchu betonu.

Kavitace, způsobující erozi betonových povrchů, je výsledkem zhroucení vzduchových bublinek, které se vytváří změnami tlaku při proudění kapaliny o vysoké rychlosti. Vytvářející se vzduchové bublinky tečou po proudu společně s kapalinou. Když se dostanou do oblasti o vyšším tlaku, zhroutí se a praskají s velkým tlakovým rázem. Energie tohoto rázu způsobuje následně kavitační poškození. Dutiny vznikají

hlavně u zakřivení a záhybů, odsazení nebo ve vývaru. Kavitační poškození má za následek erozi cementového tmele, přičemž tvrdší kamenivo zůstává. Toto kamenivo je následně obnaženo a jednotlivá zrna vypadávají ze struktury betonu, čímž obnažují další vrstvy cementového tmelu. Při vyšších rychlostech proudění mohou být kavitační síly dost velké, aby způsobily rozpad velkých množství betonu. Kavitačnímu poškození se předchází vyhlazením povrchů a odstraněním vyčnívajících překážek v průtoku.

4.2.1.3 Vliv trhlin (podle [125], [139])

U trhlin je nutno zajistit, aby nebyla dosažena a překročena jejich **šířka**, při které by již docházelo k ohrožení trvanlivosti konstrukce tím, že:

- trhlinou nadměrné šířky bude umožněn přístup vlhkosti a případně i dalších prvků agresivního vnějšího prostředí k výztuži (ačkoliv z hlediska ochrany výztuže proti korozi je minimálně stejně důležitá kvalita krycí betonové vrstvy),
- vlhkost a agresivní látky budou mít přístup i do samotného betonu, což může zvýšit účinky zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů, urychlit průběh koroze betonu apod.

Ne všechny trhliny však signalizují poruchu konstrukce. Trhliny v tažených oblastech s šířkou menší než je maximální přípustná hodnota konstrukci neohrožují a jsou přirozeným projevem fungování železobetonu. Poruchou jsou ty trhliny, jejichž šířka překročí danou limitní hodnotu. Limitní šířky trhliny jsou stanoveny předpisy a závisí na způsobu namáhání a agresivitě okolního prostředí.

Trhliny mají vliv i na **namáhání konstrukce** – pokud ve více zatížené oblasti železobetonové konstrukce vzniknou trhliny, poklesne zde tuhost konstrukce a vnitřní síly se částečně přesunou do oblastí, které jsou dosud namáhány méně a jsou dosud bez trhlin. Tento jev, který se nazývá redistribuce vnitřních sil, lze obvykle považovat za příznivý, šířka trhlin však nesmí překročit maximální přípustné hodnoty. K redistribuci namáhání může docházet jak v příčném řezu (například u deskových konstrukcí), tak vlivem změn tuhosti i v konstrukci jako v celku.

Trhliny v betonových konstrukcích lze rozdělit do tří základních skupin:

- trhliny, které vznikají v důsledku namáhání konstrukce (tzv. trhliny “statické“ nebo “**konstrukční**“),
- trhliny, které vznikají v důsledku jiných vlivů, především smršťování a teplotních změn betonu (tzv. trhliny “**technologické**“),
- trhliny, které vznikají v důsledku degradačních a dalších nepříznivých procesů – například trhliny, které vznikají v okolí korodující výztuže **v důsledku zvětšování objemu korozních produktů** oproti původnímu objemu oceli (tyto trhliny jsou rovnoběžné s pruty výztuže a postupně mohou vést až k odpadnutí krycí vrstvy), trhliny vznikající v důsledku **zvětšování objemu ledu** v konstrukci, vlivem **zvětšování objemu produktů alkalicko – křemičité reakce** apod.

Podle průběhu trhlin po výšce prvku dále rozlišujeme trhliny **dělicí**, které probíhají od jednoho povrchu ke druhému a jsou vyvolány překročením tahové pevnosti betonu v celém průřezu prvku (typické jsou pro tažené prvky), dále trhliny **částečné**, které

vznikají v tažené části ohýbaného prvku, přičemž tlačená část je bez trhlin, a trhliny **povrchové**, které probíhají od obou okrajů prvku částečně do jeho nitra – tyto trhliny jsou vyvolány například nerovnoměrným smršťováním nebo nerovnoměrným průběhem teploty po tloušťce prvku.

Z hlediska proměnnosti šířky trhlin rozlišujeme trhliny **aktivní**, které podle zatížení mění svoji šířku, a trhliny **pasivní** s konstantní šířkou.

Mezi **konstrukční trhliny** patří zejména:

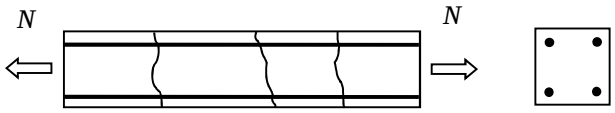
- trhliny vznikající v důsledku působení **ohybových momentů** (***Obr. 4.2***) – trhliny se vyskytují především v oblastech maximálních ohybových momentů (nemusí tomu ale tak být vždy, zejména v případě ne zcela vhodného uspořádání výztuže) a jsou prakticky kolmé na podélnou osu konstrukčního prvku. Trhliny procházejí pouze taženou oblastí průřezu a končí v oblasti neutrální osy. Při určení, která oblast je tažená a která tlačená, je však nutno uvažovat rovněž vliv předpětí, které působí proti účinkům vnějších zatížení. V celkovém součtu pak mohou vznikat tahová namáhání i v oblastech, které jsou od vnějších zatížení tlačené – častým případem jsou oblasti dolních vláken průřezů nad mezilehlými podpěrami u spojitých konstrukcí. Trhliny zde vznikají spíše již během výstavby, kdy ještě poměrně vysoké účinky předpětí (redukované pouze krátkodobými ztrátami) působí proti relativně malé tíze konstrukce, na kterou dosud nebylo naneseno ostatní stálé zatížení (tíha mostního svršku a mostního vybavení). Dokonce i u nepředpjatých spojitých konstrukcí může docházet ke vzniku značných tahových napětí a následně i ke vzniku trhlin na “opačné“ straně průřezu v důsledku namáhání teplotními změnami nebo nerovnoměrnými poklesy podpěr.

  Zatímco u železobetonových (včetně předpjatých) konstrukcí vzniká v důsledku tahových namáhání větší množství trhlin (limitované šířky), v prvcích z prostého nebo slabě vyztuženého betonu vzniká trhlina pouze jedna.

Obr.4.2 Ohybové trhliny

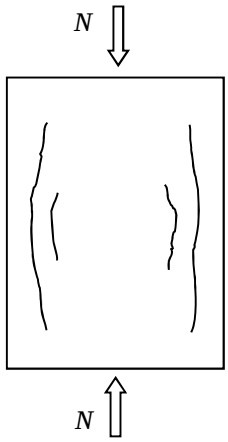
- trhliny vznikající v důsledku **tahové normálové síly** (***Obr. 4.3***) – používání tažených železobetonových prvků není příliš vhodné a proto se v současné době železobetonové prvky namáhané vnější tahovou silou prakticky nenavrhují (pokud se takový případ vyskytne, je mnohem vhodnější – zejména u větších konstrukcí - použít předpětí). U novostaveb se můžeme s taženým železobetonem setkat spíše u menších konstrukcí, a to v případech, kdy tahová namáhání vznikají v důsledku omezení volného zkrácení vyvolaného teplotními změnami a/nebo smršťováním betonu (například u malých železobetonových rámů). U starších konstrukcí se však železobetonová táhla relativně běžně vyskytují, například u obloukových mostů s dolní mostovkou. Trhliny v takovém

případě bývají víceméně rovnoměrně rozděleny po délce prvku a jsou prakticky kolmé na jeho podélnou osu. Beton bývá v těchto prvcích zcela porušen a veškerá namáhání přenáší pouze výztuž,



Obr. 4.3 Dělící trhliny (tah)

- trhliny vznikající vlivem působení **tlakové normálové síly**, resp. v důsledku souvisejícího namáhání v příčném tahu – trhliny jsou podélné, orientované ve směru osy prvku i směru působení tlakové síly (***Obr. 4.4***),



Obr. 4.4 Trhliny v tlačených prvcích (od příčného tahu)

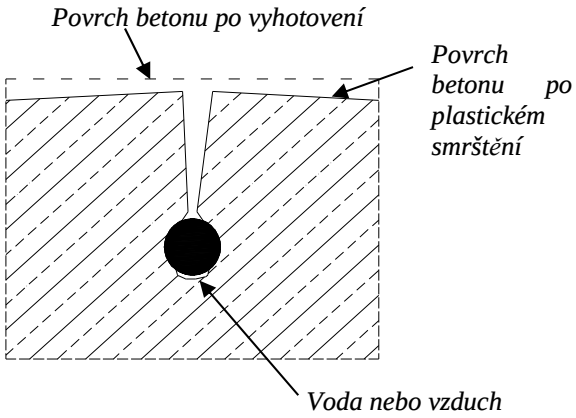
- trhliny vznikající vlivem **společného působení ohybového momentu a normálové síly** (tahové i tlakové) – výsledné rozdělení trhlin odpovídá kombinaci namáhání uvedených v předcházejících dvou případech. Pokud s ohybovým momentem působí společně tahová normálová síla, vyskytují se trhlin nejen převážně v oblasti maximálních ohybových momentů, ale na větší délce prvku a procházejí větší částí výšky průřezu (podle velikosti tahové síly). Pokud společně s ohybovým momentem působí tlaková normálová síla, jsou její účinky opačné (tlaková síla působí vlastně jako předpětí). Pouze v případě, že tlaková síla působí mimo jádro průřezu (s velkou excentricitou), může způsobit vznik příčných tahových trhlin na opačné straně průřezu,
- trhliny vznikající v důsledku působení **posouvající síly** – vyskytují se na svislých plochách nosné konstrukce (např. na stěnách a bočních plochách trámů) v oblastech maximálních posouvajících sil, obvykle u podpěr. Jejich směr je kolmý na směr hlavních tahových napětí, tzn. jedná se o trhliny šikmé, odkloněné cca o 45° od střednice prvku, přičemž na obou protilehlých površích trámu nebo komorového nosníku mají stejný směr (na rozdíl od trhlin vznikajících vlivem kroutících momentů),

Obr. 4.5 Smykové trhliny (vlevo podpora, vpravo střed rozpětí)

- trhliny vznikající v důsledku působení **kroutícího momentu** – vznikají v oblastech maximálních kroutících momentů, tzn. opět obvykle u podpěr. Podobně jako smykové trhliny jsou kolmé na směr hlavních tahových napětí, tzn. jsou odkloněny cca o 45° od střednice prvku. Mohou se však vyskytovat nejen na svislých, ale i na vodorovných plochách nosných konstrukcí, přičemž směr trhlin na protilehlých površích je vždy opačný. Kroutící momenty působí v naprosté většině případů v kombinaci s posouvajícími silami – výsledné uspořádání trhlin tedy závisí na vzájemném poměru těchto dvou druhů vnitřních sil. Vlivem předpětí (podélného i příčného – nejčastěji svislého) obecně dochází k výrazné redukci napětí v hlavním tahu a tím i výskyt trhlin od těchto namáhání bývá u předpjatých konstrukcí menší.

Mezi trhliny vznikající v důsledku objemových a teplotních změn betonu (tzv. "**technologické trhliny**") patří zejména:

- trhliny vznikající v důsledku smršťování čerstvého betonu (před počátkem tuhnutí), tzv. **plastického smršťování**. V jeho důsledku mohou někdy vznikat trhliny například na povrchu konstrukce nad pruty výztuže. Může rovněž dojít k separaci dolního povrchu vodorovných prutů výztuže od betonu, který pod prutem v důsledku plastického smršťování poklesne. Průvodním jevem bývá také sednutí povrchu betonu (***Obr. 4.6***),



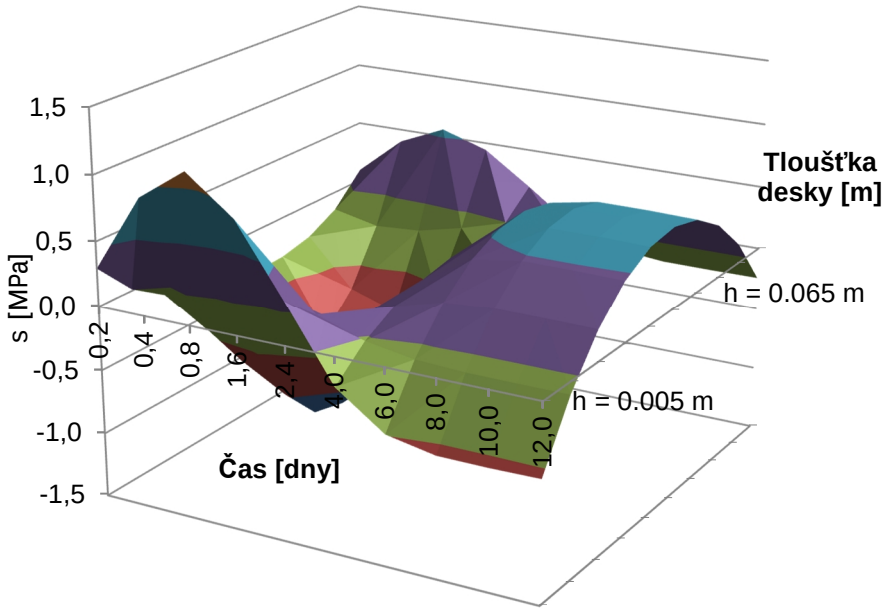
Obr. 4.6 Tvorba trhlin nad výztuží v důsledku sedání a plastického smršťování betonu

- trhliny od smršťování, které vznikají ve ztuhlém a ztvrdlém betonu – především od **smršťování z vysýchání**, příp. od **smršťování autogenního** (které bývá významné především u betonu vysokopevnostního/ vysokohodnotného a ultravysokohodnotného). Smršťování z vysýchání vzniká v důsledku vysýchání záměsové vody, která se nespotřebovala na hydrataci cementu. Tato voda se

postupně vypařuje do okolního prostředí a její odchod ze struktury betonu způsobuje zmenšení jeho objemu. Pokud je této změně zabráněno vnějšími podmínkami (upnutí konstrukce), vznikají v betonu tahová napětí. U takovýchto smršťovacích trhlin můžeme ještě rozlišit následující případy:

- smršťovací trhliny v homogenní konstrukci s volnými posuny (např. prostý nebo spojitý nosník) vznikají především **v povrchové vrstvě betonu**, která po betonáži vysychá rychleji než vrstvy vnitřní. V důsledku rychlejšího vysýchání dochází v povrchových vrstvách betonu i k rychlejšímu smršťování; volnému zkrácení povrchových vrstev však brání vnitřní oblast konstrukce, kde probíhá vysýchání i smršťování pomaleji. V důsledku tohoto procesu vznikají v povrchových vrstvách tahová napětí, zatímco hlubší vrstvy jsou namáhány mírným tlakem. Pokud tahová napětí v povrchové vrstvě převyšují hodnotu pevnosti betonu v tahu, vznikají zde smršťovací trhliny. Popsaný jev bývá tím výraznější, čím je konstrukce masivnější a čím je i větší rozdíl mezi rychlostí vysýchání a smršťování po tloušťce konstrukce. Rozdílné rychlosti vysýchání (i vychládání konstrukce po počátečním ohřátí způsobeném hydratačním teplem, které má na konstrukci obdobné účinky – viz dále) lze do značné míry zabránit ponecháním konstrukce delší dobu v bednění a důkladným ošetřováním. Výsledná hodnota smrštění se tím podstatně nesníží, počátek smršťování se ale odsune na dobu, kdy beton má již vyšší pevnost v tahu a je proti vzniku trhlin odolnější,
- pokud je i homogenní konstrukce upnuta tak, že nejsou umožněny volné deformace (například u rámových příčlí), mohou vznikat i trhliny přes celý průřez konstrukce (tzv. **trhliny dělící**),
- smršťovací trhliny v nehomogenní konstrukci složené z částí, které jsou provedené z betonů o různých vlastnostech (zejména o různém stáří). Typickým příkladem jsou **spřažené konstrukce**, které se skládají z dříve vybetonovaného nosníku a dodatečně vybetonované spřažené desky (k obdobnému jevu dochází například i u jiných podobně působících konstrukcí - spřažených konstrukcí ocelobetonových, u betonových zdí betonovaných na starší základy apod.; tato studie je však zaměřena na železniční mosty z předpjatého betonu). Smršťování betonu narůstá nejrychleji v počátečních fázích existence konstrukce po betonáži, s postupujícím časem se rychlost smršťování zmenšuje. Pokud je novější betonový prvek vybetonován na prvek starší, probíhá v novějším prvku nejrychlejší počáteční fáze smršťování. Ve starším prvku však již v této době nejrychlejší počáteční smršťování proběhlo a další smršťování probíhá pomaleji. V důsledku této skutečnosti má novější prvek snahu se smršťovat rychleji než prvek starší, který novějšímu prvku brání ve volném zkrácení. Výsledkem je vznik tahových napětí v novějším betonovém prvku. Pokud tahová napětí v povrchové vrstvě převyšují hodnotu pevnosti betonu v tahu, vznikají zde opět smršťovací trhliny,
- v době krátce po betonáži prvku navíc ke vzniku trhlin přispívají i účinky **hydratačního tepla** – viz dále,

· trhliny vznikající v důsledku **teplotních změn** – buď vlivem působení hydratačního tepla během tuhnutí a tvrdnutí betonu, nebo v důsledku teplotních změn za provozu konstrukce:



Obr. 4.7 Schéma průběhu normálového napětí od účinků hydratačního tepla ve spřažené desce - příklad pro tloušťku desky 100 mm podle [134]

ü **teplotní změny za provozu konstrukce** (způsobené převážně nerovnoměrnými účinky oslunění) mají obecně uvnitř prvku nelineární průběh. Vznikají-li v celém průřezu prvku tahová napětí, budou se tvořit trhliny dělicí. Pokud je část prvku tlačená (při výrazně jednostranném oslunění), vzniknou trhliny částečné a při nelineárním průběhu teploty (pokud jsou oba povrchy vystaveny vyšší teplotě než vnitřní část průřezu) vznikají trhliny povrchové,

ü princip vzniku napětí a trhlin od **vývinu hydratačního tepla** je obdobný, jako v případě účinků rozdílného smršťování z vysýchání v jednotlivých vrstvách průřezu (viz ***Obr. 2.10***). Zde však dochází po tloušťce průřezu k nerovnoměrnému průběhu teploty, která je v celém objemu betonu prakticky rovnoměrně zvyšována (po určitou dobu) vlivem vývinu hydratačního tepla, současně však dochází i k ochlazování konstrukce, a to převážně kontaktem s vnějším prostředím na povrchu betonového prvku. Z hlediska působení těchto účinků na betonový prvek je možno rozlišit dvě stádia:

- období od betonáže prvku **do dosažení maximální teploty betonu** v důsledku vývinu hydratačního tepla (u příkladu z ***Obr. 4.7*** v době asi 1,2 dne po betonáži). V tomto období se teplota betonu relativně rychle zvyšuje, betonový prvek je však od povrchu chlazen kontaktem s vnějším prostředím. Teplejší vnitřní oblast prvku by měla snahu zvětšit svoji délku, v tom jí však brání

relativně chladnější vnější vrstvy betonu. **Vnitřní oblast betonu je tedy namáhána tlakem, vnější vrstvy tahem**,

- v období **po dosažení maximální teploty betonu** dochází především k postupnému ochlazování vnitřních – dosud teplejších - částí průřezu, zatímco vnější vrstvy byly průběžně ochlazovány i v předcházejícím období. Proto se nyní průběh namáhání mění a **vnitřní oblasti prvku jsou namáhány tahem, zatímco vnější vrstvy tlakem**. Tato tlaková namáhání jsou však z hlediska celkového namáhání prvku poměrně nízká a většina napětí vznikajících v důsledku hydratačního tepla postupně vymizí vlivem relaxace. Důležité je tedy především předejít v průběhu realizace vzniku nadměrných trhlin, a to jak od účinků hydratačního tepla, tak i od účinků smršťování betonu. K tomu je nutné zajistit důkladné **ošetřování** betonu v průběhu jeho hydratace.

Trhliny způsobené **korozí výztuže** jsou důsledkem nárůstem objemu korozních produktů oceli oproti původnímu objemu výztužných vložek až přibližně na sedmínásobek. Tento nárůst objemu vyvolává na okolní beton značné expanzní tlaky a může způsobit porušení a oddělení krycí vrstvy betonu. Nebezpečí oddělování krycí vrstvy signalizují trhliny, které probíhají rovnoběžně s pruty výztuže a mají stopy korozního zabarvení.

Trhliny v důsledku **rozpínání ledu** se objevují tam, kde v uzavřených dutinách dochází k zamrzání vody. Led zvětšuje svůj objem a porušuje okolní beton expanzním tlakem. Takovéto poruchy se vyskytují například při nezainjektovaných nebo nedostatečně zainjektovaných kanálcích předpínací výztuže. Rovněž můžou takovéto trhliny vzniknout v případě, když voda zmrzne v dutině komorového nosníku nebo v obdobné vylehčovací dutině nosné konstrukce (dnes musejí mít všechny dutiny odvodňovací a větrací otvory, nejsou ale u všech konstrukcí, případně mohou být ucpány).

Trhliny v důsledku **alkalicko-křemičité reakce** jsou způsobeny expanzí produktů reakce mezi amorfní silikou a alkáliemi obsaženými v cementu. Na povrchu se účinky projevují hustou sítí trhlin směřujících do všech stran. Velmi často je okolí těchto trhlin tmavě zabarveno alkalicko-silikátovým gelem, který vzniká jako produkt reakce a kterým jsou obalena i jednotlivá zrna kameniva. V další fázi dochází ke zvětšování šířky trhlin, korozi výztuže a další akceleraci degradačních účinků vlivem mrazu.

Z hlediska šířky trhliny nemusí být výhodné, pokud je konstrukce ve skutečnosti realizována z betonu o **vyšší pevnosti**, než jaká byla uvažována v projektu. V takovém případě totiž může vzniknout menší počet trhlin, ale **větší šířky**, než bylo předpokládáno. Jako **maximální přijatelná šířka trhlin** (z hlediska funkce, vzhledu a trvanlivosti konstrukce) se obvykle u železobetonových konstrukcí udává hodnota 0,3 mm. U předpjatých konstrukcí bývají požadavky přísnější a pohybují se v závislosti na konstrukčním uspořádání a agresivitě prostředí od 0,3 mm do požadavku na trvalé zajištění tlakového napětí, tzn. beton bez trhlin (při dané kombinaci zatížení) – podrobnější údaje podle ČSN EN 1992 jsou v ***kapitole 3.3.8.23***.

Pokud mají být konstrukce **vodotěsné**, je maximální šířka trhlin 0,2 mm za předpokladu, že jsou přípustné drobné průsaky; při šířce 0,2 mm se trhliny považují za samoutěsnitelné (což ovšem závisí na chemických vlastnostech prosakující kapaliny, typu cementu, vodním tlaku, čase od vystavení konstrukce tlaku kapaliny apod.). Pokud drobné (ale relativně běžné) průsaky nejsou přípustné, měla by být šířka trhlin max. 0,1 mm. Pokud by měly být průsaky prakticky vyloučeny, není přípustná žádná průběžná trhlina na celou výšku průřezu a musí naopak být zajištěna alespoň 50 mm vysoká oblast tlačeného betonu (podle [153]).

Další údaje týkající se přípustné šířky trhlin jsou například v [149], kde se uvádí podstatný rozdíl mezi působením karbonatace (***kapitola 4.3.2.1***) a působením chloridů (***kapitola 4.3.2.2***). Pokud je beton vystaven **karbonataci**, lze předpokládat, že oxid uhličitý CO_2 prochází trhlinou až k výztuži a způsobí pokles *pH* pod hranici, kdy již začíná depasivace výztuže (*pH* = cca 9), následně ocel začne v místě trhliny korodovat. Koroze se však zastaví v okamžiku, kdy trhlinu utěsní jednak korozní produkty oceli a jednak uhličitan vápenatý $CaCO_3$, vznikající reakcí CO_2 a hydroxidu vápenatého $Ca(OH)_2$, který se uvolňuje z hlubších oblastí betonu a je transportován k místu probíhající koroze. Tento proces, který se nazývá **realkalizace**, oddálí další průběh koroze až na dobu, kdy je kompletně zkarbonatována celá krycí vrstva. Maximální šířka trhliny, která může být tímto způsobem uzavřena, je cca 0,4 mm.

Naproti tomu trhliny v betonu vystaveném působení **chloridů** jsou problémem prakticky vždy. Dokonce i trhlina šířky 0,1 mm může být problém, pokud chloridy zůstávají v trhlině a zasahují až k výztuži. Situace je poněkud příznivější, pokud jsou chloridy čas od času z trhliny vypláchnuty, příp. pokud je prvek trvale pod vodou (pak schází kyslík, nezbytný pro průběh koroze).

Současně je ale nutno zdůraznit, že (například podle [151]) má pro ochranu výztuže proti korozi minimálně stejný vliv jako šířka trhlin i **tloušťka a kvalita krycí betonové vrstvy**.

4.2.1.4 Únava materiálu

Obecné principy namáhání a posouzení konstrukcí na únavu jsou uvedeny v ***kapitole 4.3.1.2***, týkající se betonářské a předpínací výztuže. Únava se v zásadě projevuje i u betonu, většinou ale bývá významnější spíše u konstrukcí z vysokopevnostního a ultravysokopevnostního betonu, které se obvykle vyznačují menší vlastní tíhou oproti konstrukcím z betonu běžných pevností. Vysokopevnostní a ultravysokopevnostní beton je také obecně křehčí a na účinky únavy citlivější.

Únavové posouzení betonu je – obdobně jako u oceli – založeno na ověření maximálního přípustného (konstantního) rozkmitu napětí při daném počtu cyklů, příp. pro podrobnější posouzení na ověření kumulace poškození pomocí Palmgren-Minerova pravidla. Podrobnosti jsou v normách pro navrhování betonových konstrukcí a mostů ČSN EN 1992-1-1 ([5]) a ČSN EN 1992-2 ([6]).

Rozptyl experimentálně zjištěných hodnot únavové pevnosti je ještě větší než u oceli, proto se pro beton někdy používají (podle [151]) tzv. S-P-N křivky, tzn. S-N křivky vytvořené za předpokladu určité pravděpodobnosti porušení (obvykle 95%).

Řada aktuálních informací o posuzování betonu na únavu je v Model Codu 2010 [153], což jsou aktuální postupy a doporučení (“neoficiální norma”) pro navrhování betonových konstrukcí, vydané Mezinárodní federací pro beton *fib* (*fédération internationale du béton*). Hodnoty únavové pevnosti v Model Codu 2010 byly stanoveny na základě experimentů provedených v posledních letech a jsou (až do počtu cyklů cca 10^8) poněkud méně konzervativní než hodnoty v předcházejícím Model Codu 1990 a v Eurocodu 2 (tj. v normách řady ČSN EN 1992), který z MC 1990 do značné míry vychází (podle MC2010 jsou tedy přípustné poněkud vyšší počty zatěžovacích cyklů při daném rozkmitu napětí než podle starších předpisů). Postupy v MC2010 rovněž zohledňují způsob namáhání betonu a liší se pro namáhání pouze tlakem (v rámci celého rozkmitu napětí), střídavě tlakem a tahem a pouze tahem.

Experimenty bylo zjištěno, že únavě odolává lépe suchý beton než beton vlhký nebo dokonce ponořený (nasycený vodou). Tato skutečnost souvisí i s tloušťkou betonových prvků – tenčí prvky vysýchají rychleji a obsah vody v tenkých prvcích je tedy obecně menší než v prvcích masivních, proto lze očekávat vyšší únavovou odolnost u tenčích (sušších) prvků. Z tohoto důvodu se při stanovení únavové pevnosti betonových prvků projevuje i vliv jejich velikosti (tzv. *size effect*).

Ačkoliv při posouzení únavy bývá obecně nejdůležitější rozkmit napětí (a mnohem menší vliv mívá střední hodnota napětí s_m, resp. maximální a minimální napětí zatěžovacího cyklu s_{max} a s_{min}), při sestavení kominací vnitřních sil pro posouzení únavy betonových prvků je nutno brát v úvahu i střední hodnotu účinků zatížení a jejich amplitudu, a to z následujících důvodů:

- u betonu (zřejmě – viz dále) souvisí únavová pevnost s rozvojem mikrotrhlin (obdobně jako pevnost při jednorázovém namáhání),
- u prvků z předpjatého betonu nebo u prvku železobetonového namáhaného kombinací ohybového momentu a normálové síly může nastat situace, kdy při působení minimálního zatížení (např. momentu) je celý průřez tlačen, zatímco při působení maximálního momentu se otevírá trhlina a v průřezu působí pouze tlačený beton a výztuž. Změna působícího průřezu v jednotlivých fázích zatěžovacího cyklu má pak přímý vliv i na rozkmit napětí.

Základní princip vzniku únavového porušení u betonu není zatím zcela jistý, existují dosud dvě teorie:

1) v důsledku opakovaného namáhání se uvolňují vazby mezi zrny (především hrubého) kameniva a cementovým tmelem,
2) v důsledku opakovaného zatížení dochází k rozvoji mikrotrhlin, které v betonu vznikají již v průběhu hydratace (protože relativně tuhá zrna kameniva brání volnému smrštění cementové pasty). Mikrotrhliny se postupně spojují a vytvářejí trhliny, které rozrušují strukturu betonu (obdobně jako u jednorázového namáhání).

Je pravděpodobné, že na vzniku únavového poškození betonu se podílejí oba uvedené faktory.

Únavové porušení betonu (na rozdíl od prvků z oceli – viz ***kapitola 4.3.1.2***) nebývá křehké, ale obvykle mu předchází varování prostřednictvím nárůstu průhybů a šíření trhlin. Únavové porušení betonu v reálných konstrukcích je však poměrně výjimečné a pokud k němu dojde, bývá provázeno i dalšími degradačními jevy (koroze apod.).

4.2.1.5 Vliv požáru (podle [125])

V důsledku působícího žáru dochází ke zhoršení mechanických vlastností betonu i výztuže. Výztuž měkne a ztrácí své mechanické vlastnosti při teplotě asi 450 - 500°C, beton ztrácí svoji pevnost (podle řady faktorů – viz dále) při teplotě cca 650°C. Jedním z důležitých cílů ochrany železobetonové konstrukce proti účinkům požáru je tedy zajistit, aby beton co nejdéle chránil výztuž proti zvýšení teploty (viz též ***kapitola 4.3.1.3***).

Účinky vysoké teploty na vlastnosti betonu jsou závislé zejména na následujících třech faktorech:

- složení betonu (*w*/*c*, typ a obsah kameniva, typ cementu apod.),
- hutnost a homogenita betonu,
- zatížení betonové konstrukce během požáru.

Zásadní rozdíly také existují mezi betony běžných pevností (do cca 50 MPa) a betony vysokopevnostními.

U betonu s kamenivem obsahujícím křemen dochází k výraznějšímu zhoršení mechanických vlastností, než u betonu s uhličitanovým kamenivem (vápenec), zejména při teplotách nižších než 750°C. To je způsobeno tím, že v teplotním intervalu cca 450 – 650°C dochází k chemické přeměně křemene, která je provázena výrazným zvýšením objemu. Beton je porušen sítí trhlin, které snižují jeho pevnost v tlaku o více než 80%. Naproti tomu betony s vápencovým kamenivem nebo s lehkým kamenivem z expandovaného jílu ztrácejí při teplotách do 650°C pouze 20% své původní pevnosti. Navíc betony s lehkým kamenivem mají lepší tepelně izolační vlastnosti a lépe chrání proti vzrůstající teplotě výztuž.

Obecně platí, že méně kvalitní beton s nízkou pevností vykazuje výraznější snížení pevnosti po vystavení účinkům žáru. Hůře také odolává požáru beton, který obsahuje větší množství $Ca(OH)_2$ – portlanditu, resp. hydroxidu vápenatého, který se při teplotě asi 500°C rozkládá na vodní páru a CaO.

Během hašení požáru je pak na povrch konstrukce stříkána voda, díky níž probíhá rozpínavá reakce (hašení vápna):

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 \,. \qquad (4.1)$$

Tím dojde ke zvýšení objemu betonu a ten se při požáru drolí. Betony s pucolány nebo se struskou mají tedy lepší odolnost proti požáru, než betony se samotným portlandským cementem, protože v nich vzniká méně $Ca(OH)_2$.

Výše uvedený vliv teploty na pokles pevnosti v tlaku může být rozšířen i na další mechanické vlastnosti betonu, s výjimkou modulu pružnosti, který klesá ještě rychleji.

Existuje však podstatný rozdíl mezi působením žáru na beton běžných pevností a na beton vysokopevnostní. Vysokopevnostní betony mají velmi kompaktní mikrostrukturu a redukovanou kapilární pórovitost. Hutná mikrostruktura při požáru zabraňuje úniku páry, která vzniká jednak odpařováním volné vody, jednak vody vznikající z rozkládajících se hydratačních produktů. Pára zůstává uzavřena v cementové matrici a při vzrůstu teploty nad 550°C (při pevnosti betonu cca 80 MPa), resp. nad 400°C (při pevnosti betonu cca 100 MPa) vzrůstá tlak páry na takové hodnoty, že způsobí odstřelování částí betonu.

Působení vysokopevnostního betonu při požáru je možno do určité míry vylepšit pomocí ocelových vláken, výrazně je možno ho vylepšit pomocí polymerních (polypropylénových) vláken. Protože teplota tání polypropylénu je asi 160 – 170°C, vznikají v betonu po roztavení polypropylénu kanálky, kterými může vodní pára postupovat k povrchu konstrukce. Tím se sníží její tlak a nedochází k odprýskávání částí betonu. Betony o pevnosti 80 – 100 MPa pak nevykazují výrazné porušení až do teploty okolo 600°C, oproti betonu bez vláken, kde dochází při pevnosti 80 MPa k porušení při teplotě asi 500°C a při pevnosti 100 MPa prakticky od počátku zvyšování teploty (u betonu s ocelovými vlákny je to také asi 500°C při pevnosti 80 MPa, ale asi 300°C při pevnosti 100 MPa).

U betonů běžných pevností se příznivý vliv polymerních vláken příliš neprojevuje, protože v takovém betonu je dostatečné množství pórů pro odvedení páry.

Na zachování mechanických vlastností betonu za požáru má také příznivý vliv zatížení, které často do určité míry eliminuje účinky expanze vodní páry. Při zkouškách byla zjištěna podstatně nižší pevnost betonu po jeho ochlazení na běžnou teplotu než za maximální teploty dosažené během požáru.

4.2.2 Chemické vlivy

4.2.2.1 Koroze betonu - obecně

Za korozi betonu se označuje rozrušování betonu agresivními činiteli (tj. agresivními kapalinami a plyny), které do betonu pronikají z okolního prostředí, nebo které jsou již obsaženy v betonu a jeho složkách, příp. se v betonu postupem času vytvářejí. Koroze se projevuje jako proces chemický, chemicko – fyzikální a vyluhovací.

Při chemickém procesu reaguje agresivní činitel (např. roztok chloridu) s rozpustnou složkou cementového kamene (např. s hydroxidem vápenatým). Produkty reakce jsou buď vodou vyluhovány z betonu, jsou-li rozpustné (např. chlorid vápenatý), nebo zůstávají v pórech betonu jako nevazné plnivo ve formě krystalů nebo sraženin. Proces chemický obvykle zmenšuje pevnost betonu.

Při chemicko – fyzikálním procesu nabývají krystaly produktů chemické koroze na objemu. To se nejprve projeví zvětšováním pevnosti betonu, kdy krystaly vyplňují póry v betonu a zvyšují jeho hutnost. Ale při pokračujícím nabývání mohou krystaly vyvinout v betonu pnutí, způsobující trhliny a rozpad betonu. Podmínkou pro průběh většiny procesů koroze je přítomnost vody. Voda rozpouští a přivádí korozní činitele k betonu, vyluhuje rozpustné látky, podílí se na tvorbě krystalů apod.

Podle příčin koroze betonu se rozlišuje koroze I. druhu, II. druhu a III. druhu (viz ***kapitoly 4.2.2.2, 4.2.2.3 a 4.2.2.4***).

Intenzita koroze (tj. vzájemného působení prostředí a materiálu) závisí nejen na chemických, ale i na fyzikálních podmínkách, jako jsou například teplota, tlak nebo rychlost proudění. Ty ovlivňují především rychlost koroze a jsou pro posouzení jejího průběhu velmi důležité.

Činitele ovlivňující rychlost korozního procesu je možno rozdělit na činitele klasifikující agresivitu okolního prostředí a činitele ovlivňující odolnost betonu. Mezi činitele charakterizující agresivitu prostředí patří především:

- druh agresivního prostředí, daný druhem agresivní složky,
- množství agresivní složky, které se v betonu vyskytuje nebo které je přivedeno do jednotkového objemu betonu za časovou jednotku. Toto množství záleží na koncentraci složky v prostředí a množství roztoku (plynu), které za jednotku času přijde do styku s betonem,
- fyzikální spolupůsobení, jako například vliv mrazu, kolísání hladiny a podobně,
- teplota agresivního prostředí, které ovlivňuje kinetiku probíhajících chemických reakcí.

Jako činitele významně ovlivňující odolnost betonu proti korozi se uvádějí:

- chemické a fyzikální složení cementového kamene (tmelu) určující jeho strukturu, která se utváří v závislosti na délce a podmínkách hydratace v průběhu tuhnutí a tvrdnutí. Závisí na druhu, složení a množství použitého cementu, množství záměsové vody a použitých přísadách a příměsích,
- charakter pórové struktury betonu, který ovlivňuje prostupnost betonu a umožňuje průnik agresivních látek do betonu. Propustnost závisí na povaze pórové struktury, skutečných průřezech, délce a tvaru pórů z hlediska tlakového průtoku plynného nebo kapalného prostředí. Definována je koeficientem propustnosti,
- uspořádání konstrukce, která musí být zároveň hospodárná i trvanlivá. Pro celkovou odolnost jsou důležité velikost (plocha) i tvar povrchu, který přichází do styku s agresivním prostředím,
- vlastnosti styčné plochy, na kterou agresivní prostředí bezprostředně působí, jako například drsnost, povrchová úprava, sekundární ochrana povrchu (impregnací, nátěrem, vyzdívkou apod.).

Při návrhu konstrukcí železničních mostů z hlediska odolnosti proti agresivnímu prostředí se v České republice postupuje v principu podle následujících předpisů:

- v ČSN EN 206 (73 2403) “Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda“ ([74]) jsou stanoveny tzv. “stupně vlivu prostředí“ (viz též ***Tab. 3.26*** této studie),
- v TKP staveb státních drah ([105]), kap. 17 “Beton pro konstrukce“ jsou uvedeny požadavky na vlastnosti čerstvého i ztvrdlého betonu v závislosti na stupni vlivu prostředí,

- v TKP staveb státních drah ([105]), kap. 18 “Betonové mosty a konstrukce“ jsou pro jednotlivé konstrukční prvky předepsány minimální třídy betonu a stupeň vlivu prostředí, proti kterému má být daný konstrukční prvek odolný.

Průvodním jevem koroze betonu – zejména I. a II. druhu – bývá povrch betonu pokrytý různě zbarvenými skvrnami, tzv. **výkvěty**, které vznikají v důsledku vyluhování, rozpouštění, vyplavování a migrace složek betonu a jejich usazováním na povrchu konstrukce.

4.2.2.2 Koroze I. druhu

Podstatou koroze I. druhu je rozpouštění a vyluhování hydratačních produktů, především hydroxidu vápenatého ($Ca(OH)_2$), a chemické reakce spojené s rozkladem jednotlivých produktů hydratace cementu. Důsledkem těchto pochodů je postupný rozklad ztvrdlého cementu s následnou ztrátou mechanických vlastností. Tento případ koroze se týká především účinků vod s nízkou tvrdostí (tzv. hladové vody), například vod z řek, rybníků, srážkových vod a kondenzátu.

4.2.2.3 Koroze II. druhu

Koroze II. druhu je charakterizována vznikem sloučenin snadno rozpustných nebo takových, které nemají vazné vlastnosti. K tomu dochází zejména v případech, kdy kapalina s agresivními látkami stéká po povrchu betonu. Jedná se zvláště o kapaliny, které obsahují:

- agresivní CO_2,
- kyseliny, tzn. *pH* je menší než 6,
- amonné soli (NH_4^+),
- hořečnaté soli (Mg^{2+}),
- octan vápenato-hořečnatý.

Vyluhování vlivem CO_2 rozpuštěného ve vodě je způsobeno reakcemi, které transformují vápno nebo vápenec na snadno rozpustný uhličitan $Ca(HCO_3)_2$. U uhličité koroze záleží především na obsahu hydroxidu vápenatého a na fyzikálních vlastnostech cementového kamene. Vyšší odolnost proti uhličité korozi vykazují struskoportlandské a pucolánové cementy.

Kyselinovou korozi, jejíž účinky jsou podobné účinkům CO_2, mohou způsobit jak průmyslové odpadní vody, tak i vody přírodní (huminové kyseliny v rašelinných vodách), kyselé mohou být i dešťové vody. Koncentrované roztoky kyselin rychle rozrušují beton vyrobený z jakéhokoli druhu cementu a mohou dokonce snadno rozpouštět i samotné vápencové nebo dolomitické kamenivo. Účinky kyselých vod (obsahujících H_2SO_4, HCl, HNO_3 atd.) s *pH* = cca 6 spočívají ve vyluhování $Ca(OH)_2$ a $CaCO_3$. Pokud je *pH* nižší než 4, je účinek těchto látek tak intenzivní, že beton musí být chráněn kyselinovzdornými nátěry.

Působení amonných solí, rozpuštěných ve vodě (NH_4^+) je založeno na transformaci pevného vápna na rozpustné vápenaté soli a plynný amoniak.

Působení ve vodě rozpuštěných solí hořečnatých (Mg^{2+}) na $Ca(OH)_2$ je také založeno na přeměně pevného vápna na rozpustné vápenaté soli a nerozpustný $Mg(OH)_2$ (brucit).

Octan vápenato-hořečnatý (není v ČSN EN 206 uveden jako agresivní látka) byl používán jako rozmrazovací prostředek, který není založen na chloridech. Používán byl zejména na letištích, aby nebyla ohrožena ocelová výztuž, nebo aby nedošlo ke korozi kovových částí letadel a vozidel. Agresivní působení této látky spočívá ve vyluhování vápníku z portlanditu ($Ca(OH)_2$) nebo C-S-H gelu.

4.2.2.4 Koroze III. druhu (rozpínání)

Koroze III. druhu (rozpínání) je projevem tvorby a růstu krystalů v betonu. Jedná se o produkty interakce agresivních látek s hydratačními produkty cementu. Při překročení kritického množství reakčních produktů spolu s lokálním překročením meze pevnosti v tahu nastává místní porušení struktury betonu s následným poklesem pevnosti betonu nejen v tahu, ale i v tlaku. Typickým představitelem této skupiny je síranová koroze, může se však jednat i o korozi vyvolanou chloridy nebo dusičnany.

Rozpustné sírany (hlavně sírany sodíku, vápníku a hořčíku) se v prostředí běžně vyskytují v průmyslových oblastech. Sírany sodné a vápenaté jsou obsaženy nejčastěji v půdách, ve vodě i v technologických procesech. Sírany hořečnaté jsou méně běžné, pro betonové konstrukce jsou však nebezpečnější.

Všechny sírany jsou pro beton potenciálně nebezpečné. Reagují chemicky s hydroxidem vápenatým v cementovém tmelu a s hydratovanými cementovými minerály. Výsledkem této reakce jsou pevné produkty (ettringit), které mají výrazně větší – až jedenáctinásobný - objem, než látky vstupující do reakce. Tím v betonu vznikají velká napětí, která jej rozrušují.

Podle [125] lze rozlišit **ranou tvorbu ettringitu** a **opožděnou tvorbu ettringitu**. V případě **rané tvorby** vzniká ettringit (tzv. primární ettringit) v čerstvém betonu reakcí mezi sádrovcem (který se do slínku přidává jako regulátor tuhnutí) a hydratačními produkty (kalciumaluminát), a to během prvních několika hodin až dní po smíchání cementu s vodou. Protože působí ještě na betonovou směs nebo beton v plastickém stavu, jsou v betonu buzena relativně malá, homogenní, neškodná a spíše užitečná napětí (využívají se například u expanzních cementů pro kompenzaci smrštění betonu).

Pokud ale ettringit vzniká později (po měsících a rocích), jedná se o **dodatečnou (opožděnou) tvorbu ettringitu**, který způsobuje lokalizovanou expanzi v již ztvrdlém betonu, jejímž následkem je vznik trhlin, odlupování částí betonu a ztráta jeho pevnosti. V tomto případě se tedy jedná o síranovou korozi betonu. Tu je dále možno rozdělit na **vnější síranovou korozi** a **vnitřní síranovou korozi**. K **vnější síranové korozi** dochází, když do betonových konstrukcí pronikají sírany z okolí (z vody nebo z půdy). Projevuje se v propustném betonu a ve vlhkém prostředí, což jsou dvě podmínky, které podporují difuzi SO_4^{2-} ve vodné fázi v kapilárních pórech. Naproti tomu k **vnitřní síranové korozi dochází** bez působení vnějších síranů, díky dodatečnému uvolňování síranů buď z kameniva kontaminovaného sádrovcem nebo jako důsledek teplotního rozkladu (primárního) ettringitu. K tomu dochází v betonu, který je ošetřován

při teplotě vyšší než 70°C – buď vlivem propařování při výrobě prefabrikátů, nebo následkem nadměrného vývinu hydratačního tepla. Primární ettringit, který vznikl v průběhu tuhnutí betonu, je teplotně rozložen a následně vznikne sekundární ettringit, který však již při zvětšování svého objemu vyvozuje nepříznivá napětí ve ztvrdlém betonu. Vnitřní síranová koroze se projevuje ve vlhkém prostředí, které podporuje difuzi SO_4^{2-} a dalších reagujících iontů vodou nasycenými kapilárními póry.

Podmínky pro vznik vnější síranové koroze jsou tedy následující:

- propustnost (permeabilita) betonu,
- prostředí bohaté na sírany,
- přítomnost vody.

Podmínky pro vznik vnitřní síranové koroze jsou následující:

- uvolňování síranů ve ztvrdlém betonu,
- přítomnost vody,
- vznik mikrotrhlin.

Pro prevenci vnější síranové koroze je vhodné snížit vodní součinitel (díky superplastifikátorům) a tím i permeabilitu cementové matrice, což podstatně omezuje pronikání iontů SO_4^{2-} z okolního prostředí do betonu. Vnitřní síranová koroze ale může nastat i v superplastifikovaných betonech s velmi nízkým vodním součinitelem, protože sírany jsou v betonu již přítomny a mohou způsobovat dodatečnou tvorbu ettringitu.

Odolnost betonu proti síranům lze dále zlepšit vhodným složením cementu (tzv. síranovzdorný cement, u kterého je omezen obsah složek schopných reagovat se sírany) a dále použitím křemičitých úletů (mikrosiliky), popílku a mleté strusky, které mohou při správném dávkování zvýšit odolnost betonu proti napadení sírany, a to rovněž zejména snížením množství reaktivních složek, potřebných pro rozpínavé síranové reakce.

V některých případech dochází při působení chladného počasí (0 – 15°C) k tvorbě **thaumasitu** namísto ettringitu. Ten je provázen rozkladem některých složek cementového tmelu (tzv. C-S-H gelu), což je ještě horší, než vznik ettringitu, který se projevuje “pouze“ vznikem trhlin. C-S-H gel, ze kterého thaumasit vzniká, je totiž základní pojivovou fází ztvrdlé cementové pasty.

4.2.2.5 Alkalicko – křemičitá a alkalicko – uhličitanová reakce

Samostatným druhem degradace betonu je **alkalicko – křemičitá reakce (ASR)** kameniva se složkami cementu. Dochází k ní u kameniva obsahujícího zvláštní formu křemene – tzv. amorfní siliku (viz též ***kapitola 2.1.2.1*** a ***2.1.2.2***), která vlivem své nedokonalé krystalické stavby dokáže reagovat s alkáliemi, jež byly buď obsaženy v cementu nebo se do betonu dostaly z okolního prostředí (sodíkem nebo draslíkem). Dalším zdrojem alkálií mohou být urychlovače tvrdnutí, založené na křemičitanu sodném (může podstatně zvýšit riziko ASR). Významným zdrojem alkálií je také chlorid sodný NaCl, který se používá jako součást rozmrazovacích solí.

Ke vzniku alkalicko-křemičité reakce jsou tedy nutné následující podmínky:

- kamenivo obsahující reaktivní formu siliky (amorfní nebo nedokonale krystalická),
- přítomnost alkálií,
- přítomnost vody.

Následkem těchto reakcí se vytváří gel kolem reagujících zrn kameniva; když je gel vystaven vlhkosti, rozpíná se a vytváří tak síly, které způsobují tahové trhliny kolem zrn kameniva. Alkalicko – křemičitou reakci urychluje kromě vlhkosti i vyšší teplota.

Porušení betonu se může projevit jedním z následujících způsobů:

- sítí mikrotrhlin s výkvěty bělavých produktů na povrchu; tyto produkty mají zpočátku gelovitý charakter, později tvrdnou,
- odlupováním částí betonu (ve tvaru kuželů) nad zrny reaktivního kameniva,
- nepravidelnými trhlinami na povrchu betonu.

Účinky alkalicko-křemičité reakce se dále zhoršují vlivem dynamických účinků zatížení, například od dopravy.

Alkalicko-křemičitá reakce probíhá většinou pomalu a projevuje se několik let po vybetonování konstrukce.

Pro prevenci ASR je důležité:

- nepoužívat reaktivní kamenivo,
- nepoužívat cementy s vysokým obsahem alkálií,
- snažit se, aby betonová konstrukce zůstávala suchá,
- použít inhibitory ASR,
- používat struskové cementy (CEM III), pucolánové cementy (CEM IV) nebo směsné cementy (CEM V).

Paradoxně poslední možnost, která je značně účinná a snadno dosažitelná, znamená přídavek velkého množství částic amorfní siliky (pucolány, popílky, mikrosilika) nebo mleté vysokopecní strusky, případně obojího do betonu. Tyto částice mohou reagovat podobně jako nedokonale krystalická silika v reaktivním kamenivu. Ovšem přídavek velkého množství pucolánových nebo struskových zrnek, která jsou rovnoměrně rozdělena v betonu, výrazně redukuje schopnost alkálií reagovat s reaktivním kamenivem. Jinak řečeno, místo aby se účinek alkálií soustředil na několik reaktivních zrn kameniva (o velikosti obvykle cca 5 – 15 mm), rozptýlí se jejich působení na velké množství jemných pucolánových nebo struskových zrn, takže expanzivní a destruktivní síly jsou malé.

Obr. 4.8 Beton napadený ASR

Podobně vzniká **alkalicko – uhličitanová reakce (ACR)** mezi alkáliemi a kamenivem obsahujícím uhličitany, ke které však dochází méně často než k alkalicko – křemičité reakci. Nejčastěji k ní dochází u kameniva obsahujícího vápenec; ten mohou provázet další minerály, například menší množství siliky rozptýlené ve vápencové matrici, nebo dolomit (tj. uhličitan vápenato-hořečnatý).

Pokud je ve vápenci přítomna ***amorfní silika***, může dojít k alkalicko – křemičité reakci způsobem popsaným výše, s jedním rozdílem: reakce probíhá zpravidla ještě pomaleji a k porušení betonu může dojít mnoho let po vybetonování konstrukce. Amorfní silika je v tomto případě obtížně detekovatelná, protože je jí jen malé množství, rozptýlené ve velkém objemu vápence.

Jako prevenci je možno použít cement s nízkým obsahem alkálií, případně i v tomto případě lze použít pucolánové materiály (popílek, mikrosiliku, přírodní pucolány) nebo mletou granulovanou strusku.

Další možností je alkalická reakce založená na přítomnosti dolomitu (tzv. dedolomitizace). Výsledkem je, že okolo zrn vznikají reakční lemy kalcitu a brucitu; tím dochází k redukci vazby mezi zrny kameniva a cementovou matricí.

Nejlepší prevencí dedolomitizace je použití cementu s nízkým obsahem alkálií a pečlivé petrografické zkoušky kameniva.

4.2.2.6 Biologické vlivy ([119] a [120])

Biokoroze je většinou spojována s degradačními procesy v dřevěných konstrukčních prvcích. V případě betonu nebo železobetonu se nejedná o biologické napadení materiálu ve stejném smyslu jako u konstrukcí dřevěných. Rozlišujeme následující dva zásadní mechanismy napadení betonových konstrukcí biologickými vlivy.

Prvním případem je pronikání kořenových systémů křovin a stromů do konstrukcí uložených pod zemí. Vitalita kořenových systémů některých dřevin, zejména bříz, je obdivuhodná, podobně jako jejich dosah. Rizikem není jen napadení samotné betonové konstrukce, ale i hydroizolačních vrstev.

Růst rostlin (mechů, řas, lišejníků apod.) na povrchu betonu beton mechanicky příliš nepoškozuje. Největší nebezpečí spočívá v tom, že v povrchu betonu zadržují kapalnou vodu, která při nízkých teplotách zmrzne a beton poškodí krystalizační tlak ledu.

Druhou variantou biologického poškozování betonových konstrukcí je působení bakterií. Některé druhy při svých metabolických pochodech produkují sirovodík H_2S, který se působením vzdušného kyslíku O_2 dále přeměňuje na kyselinu sírovou H_2SO_4. Samotné poškození konstrukce pak má na svědomí právě působení roztoku této kyseliny. Kyselina sírová může dosáhnout koncentrace v řádu až jednotek procent, což znamená hodnotu *pH* nižší než 1. Reaguje následně s hydroxidem vápenatým a dalšími vázanými součástmi cementového kamene, přičemž produkty těchto reakcí mají výrazně nižší pevnost než původní cementové minerály. Jedná se tedy o korozi II. druhu (viz ***kapitola 4.2.2.3***), současně se však může uplatňovat i klasická síranová koroze (koroze III. druhu – viz ***kapitola 4.2.2.4***), při níž vznikají produkty s výrazně větším objemem (sádra a ettringit), které porušují strukturu cementového kamene expanzními tlaky.

Degradační aktivitu vůči betonu mohou vyvíjet i bakterie produkující organické kyseliny – mravenčí, octovou, propionovou, šťavelovou a další. Tím přispívají ke snižování *pH* betonu a umožňují průběh dalších degradačních jevů. Také způsobují rozklad vazných součástí a snižují pevnost povrchových vrstev v řádu desítek procent. Tímto typem biokoroze mohou být velmi rychle napadeny i asfaltové izolace.

Mirkoorganismy mohou mít ale vliv i příznivý. V případě bez přístupu vzduchu odebírají anaerobní mikroorganismy pro sebe kyslík ze síranů rozpuštěných rozpuštěných ve vodě a redukují nebezpečnou H_2SO_4 na relativně neškodný H_2S.

4.3 Degradace výztuže

4.3.1 Fyzikální vlivy

4.3.1.1 Trhliny nadměrné šířky a nekvalitní krycí vrstva

Z hlediska degradace (koroze) výztuže spočívá hlavní nebezpečí nadměrných trhlin v tom, že přivádějí vlhkost, kyslík a agresivní látky (oxid uhličitý, chloridy apod.) k výztuži. Následně je narušena pasivace výztuže a výztuž začíná korodovat. Podrobnosti jsou v ***kapitole 4.3.2.3***.

4.3.1.2 Únava materiálu (podle [5], [6], [8], [143], [144], [145], [151])

Opakované změny namáhání mohou způsobit kumulativní a nevratné změny v mikrostruktuře materiálu, s nimiž souvisí narůstající poškození vedoucí až k porušení, které je podobné případu, kdy se postupně narůstající statické zatížení

nechá působit na křehký materiál (například u oceli; u betonu porušení nebývá křehké – viz dále). Uvedené změny v mikrostruktuře se nazývají únava materiálu. Podle [8] je únava proces iniciace a růstu trhlin v konstrukčním prvku, způsobený účinkem proměnných napětí.

Únavová pevnost (příp. únavová odolnost) je pak definována jako (maximální) přijatelný konstantní rozkmit napětí v závislosti na počtu cyklů, stanovený pro konkrétní podmínky konkrétního konstrukčního prvku (viz dále).

Většina experimentů sledujících únavovou pevnost (únavovou odolnost) bývá zaměřena na opakované jednoosé namáhání v rozsahu:

$$s = s_m \pm \frac{\Delta s}{2}.\sin(\omega t) \qquad \text{, kde:} \qquad (3.2)$$

s_m je střední hodnota napětí,
Δs je rozkmit napětí, též možno psát jako $\Delta s = s_{max} - s_{min}$,
s_{max} je maximální napětí v zatěžovacím cyklu,
s_{min} je minimální napětí v zatěžovacím cyklu,
$\Delta s/2$ je amplituda zatěžovacího cyklu,
ω je úhlová frekvence,
T je čas.

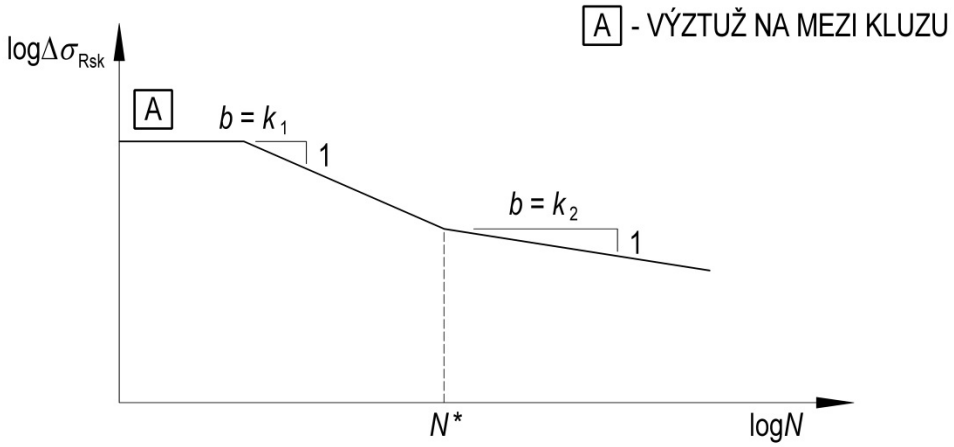
Toto zatížení se nechá na zkušební těleso působit, dokud nedojde k porušení, a to při počtu cyklů označeném jako N_u. Dosažený počet cyklů je pro každý rozkmit napětí jiný - při větším rozkmitu napětí se konstrukční prvek poruší po menším počtu cyklů a naopak. Při stanovení účinků únavového zatížení bývá rozhodující rozkmit napětí Δs, zatímco střední hodnota napětí s_m mívá obecně mnohem menší vliv. Problém je však složitější, protože:

- u ocelových prvků by měla být únavová pevnost poněkud vyšší pro namáhání čistým tlakem (během celého zatěžovacího cyklu). To však neplatí pro svařované konstrukce, ve kterých (resp. v jejich kritických detailech) zůstávají tahová reziduální napětí po svařování (pokud nejsou použity zvláštní postupy svařování pro jejich eliminaci),
- u betonu (zřejmě – viz ***kapitola 4.2.1.4***) souvisí únavová pevnost s rozvojem mikrotrhlin, který je tím intenzivnější, čím je působící napětí (i tlakové) větší (obdobně jako pevnost při jednorázovém namáhání),
- zcela zásadní vliv má i střední hodnota účinků zatížení a jejich amplituda u prvků z předpjatého betonu nebo prvku železobetonového namáhaného kombinací ohybového momentu a normálové síly. Zde může nastat situace, kdy při působení minimálního zatížení (např. momentu) je celý průřez tlačen, zatímco při působení maximálního momentu se otevírá trhlina a v průřezu působí pouze tlačený beton a výztuž. Změna působícího průřezu v jednotlivých fázích zatěžovacího cyklu má pak přímý vliv i na rozkmit napětí.

Únavová pevnost je ovlivněna především následujícími parametry:

- rozkmit napětí,
- tvar konstrukčního detailu,
- materiálové vlastnosti,
- okolní prostředí (vliv mají například vruby vytvořené korozí),
- frekvence zatěžování.

Pokud se následně po provedení experimentů vynese počet zatěžovacích cyklů do porušení N_u s odpovídajícím rozkmitem napětí Ds do grafu s logaritmickým měřítkem na obou osách, vzniknou tzv. S-N křivky (resp. Wöhlerovy křivky) – viz ***Obr. 4.9***.



Obr. 4.9 S-N křivka pro betonářskou a předpínací výztuž (podle ČSN EN 1992-1-1 [5])

Výsledky uvedených zkoušek obvykle vykazují značný rozptyl (přitom ještě větší rozptyl se vyskytuje v oblasti vysokého počtu cyklů s nižším rozkmitem napětí); počet zatěžovacích cyklů do porušení N_u se při stejném rozkmitu napětí Ds může měnit desetinásobně i více. S-N křivky pro navrhování konstrukcí jsou - při použití logaritmického měřítka na obou osách - obvykle stanoveny jako přímky (resp. polygony) s odpovídající pravděpodobností, že konstrukce bude z hlediska únavové odolnosti spolehlivá. Pro navrhování se nejčastěji používá tzv. referenční únavová pevnost, která bývá udána pro 2.10^6 cyklů.

Na S-N křivce je možno vysledovat oblast tzv. nízkocyklové únavy a oblast tzv. vysokocyklové únavy. O nízkocyklovou únavu se jedná, pokud je v rámci zatěžovacího cyklu dosaženo “plastického napětí“ – například meze kluzu, příp. se do nízkocyklové únavy počítá oblast až do cca 10 až 10^4 cyklů. Nízkocyklová únava nastává například při zemětřesení nebo u sil, která bývají vystavena poměrně malému počtu cyklů, ale se značným rozkmitem napětí. Vysokocyklová únava nastává například u mostů v důsledku zatížení dopravou. Okolo počtu 10^8 cyklů je oblast meze únavy, což je tak malý rozkmit napětí, že mu konstrukční prvek může teoreticky odolávat po velmi vysoký (prakticky nekonečný) počet cyklů. K této mezi se Wöhlerova křivka asymptoticky přibližuje. Oblasti blízké maximálnímu počtu cyklů odpovídá kupříkladu namáhání prvku vystaveného působení vibrací (například od větru). Aby mohla být mez únavy uvažována, musí být rozkmit ve všech cyklech pod touto hodnotou. Mez

únavy se (teoreticky) vyskytuje u oceli, nevyskytuje se však například u hliníku a zda existuje u betonu, není zatím jisté.

Ani u ocelových prvků však nelze u reálných konstrukcí meze únavy (tzn. rozkmitu napětí, kterému by konstrukce odolávala skutečně v nekonečně vysokém počtu cyklů) prakticky dosáhnout, protože v reálných konstrukcích se projevují účinky výrobních nepřesností, drobných materiálových vad, koroze apod., které v prvku vytvářejí vruby, jež se po určitém počtu cyklů stanou místem vzniku únavového porušení, odkud se pak únavová trhlina šíří. Aby se však vyjádřil snížený vliv rozkmitu napětí v oblasti vysokého počtu cyklů, jsou například v S-N křivkách pro navrhování ocelových konstrukcí stanoveny dvě další meze – N_D odpovídající 5.10^6 cyklům, odkud má již S-N křivka menší sklon a N_L odpovídající 8.10^6 cyklům, odkud je již S-N křivka pro navrhování skutečně vodorovná.

Únavová životnost je pak předpokládané časové období do vzniku únavového porušení při působení návrhového spektra napětí; obvykle se vyjadřuje počtem cyklů napětí, které konstrukce snese bez porušení.

Ze stavebních konstrukcí bývá obecně nutno z hlediska únavové odolnosti posoudit konstrukce vystavené působení silniční nebo železniční dopravy a působení vibrací. Na rozdíl od experimentů použitých pro sestavení S-N křivek, kdy se uvažuje konstantní rozkmit napětí, jsou reálné konstrukce vystaveny **zatěžovacím cyklům s proměnným rozkmitem napětí**. K interpretaci reálných účinků zatížení slouží tzv. spektrum rozkmitů napětí, vyjádřené například jako histogram (sloupcový diagram), který udává četnosti výskytu (počty) všech rozkmitů napětí různých velikostí (změřených nebo vypočtených). Z rozkmitů napětí spočítaných nebo naměřených na reálné konstrukci se spektrum rozkmitů napětí stanoví vhodnou metodou, například metodou stékajícího deště nebo metodou nádrže.

V obecném případě, kdy je nutno ověřit únavovou odolnost prvku vystaveného účinkům únavového zatížení o různých rozkmitech (např. pro posouzení stávajících konstrukcí), je možno provést ověření **kumulace únavového poškození za použití tzv. Palmgren – Minerova pravidla**:

$$D_d = \frac{n_{E1}}{N_{R1}} + \frac{n_{E2}}{N_{R2}} + \frac{n_{E3}}{N_{R3}} + ... = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \le D_{\lim} = 1{,}0 \qquad \text{, kde:} \qquad (4.3)$$

D_d je celkové poškození,
m je počet intervalů s konstantním rozkmitem,
n_{Ei} je skutečný počet zatěžovacích cyklů o konstantním rozkmitu v intervalu "i",
N_{Ri} je maximální (přípustný) počet zatěžovacích cyklů o konstantním rozkmitu v intervalu "i", které se mohou vyskytnout před porušením (lze odvodit například z S-N křivky).

Palmgren – Minerovo pravidlo je do značné míry zjednodušené, protože například zcela zanedbává historii zatížení. S použitím odpovídajících dílčích součinitelů se považuje za dostatečně spolehlivé, nemělo by se ale používat například tehdy, pokud z běžného rozkmitu napětí čas od času vybočí rozkmit výrazně větší.

Podle ČSN EN 1992-1-1 ([5]), ČSN EN 1992-2 ([6]) i ČSN EN 1993-1-9 ([8]) se konstrukce považuje za vyhovující z hlediska namáhání na únavu, pokud je $D_d \leq 1{,}0$. V jiných (zahraničních) normách bývají limitní hodnoty i nižší, pohybují se v různých předpisech od 0,2 do 1,0.

Protože výše uvedené posouzení kumulace únavového poškození je poměrně pracné, při návrhu nových konstrukcí podle EN lze použít tzv. **poškozující ekvivalentní rozkmit napětí**, což je náhradní rozkmit napětí o konstantní hodnotě stanovený tak, aby měl z hlediska únavového poškození prvku stejné (ekvivalentní) účinky jako skutečné zatížení vyvozující napětí o obecně proměnném rozkmitu. Pro posouzení únavové odolnosti pak lze použít běžné S-N křivky stanovené za předpokladu konstantního rozkmitu napětí. Například posouzení betonářské i předpínací výztuže se podle ČSN EN 1992 [5] a [6] provede s pomocí následujícího vztahu:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad \text{, kde:} \qquad (4.4)$$

$\gamma_{F,fat}$ je dílčí součinitel únavového zatížení,

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ je poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro různé druhy výztuže a pro uvažovaný počet zatěžovacích cyklů N^* (stanovený statickým výpočtem z účinků únavového zatížení),

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ je rozkmit napětí při N^* cyklech z příslušné S-N křivky (tzn. maximální přípustný rozkmit napětí při daném počtu cyklů),

$\gamma_{S,fat}$ je dílčí součinitel betonářské nebo předpínací výztuže pro únavové posouzení.

Únavové porušení oceli bývá křehké (tzn. rychlé a prakticky bez varování), protože po předcházejícím vzniku a postupném šíření únavové trhliny dojde náhle k porušení oslabeného průřezu, který již není schopen odolávat působícímu zatížení. U výztuže (betonářské i předpínací) však příznivě působí skutečnost, že celková plocha výztuže se skládá z většího počtu prutů, lan apod. a pravděpodobně ne všechny vložky předpínací nebo betonářské výztuže by byly porušeny únavou ve stejném okamžiku. Pokud by tedy došlo k porušení pouze části výztužných vložek, porušení konstrukce jako celku nebude zřejmě křehké, ale bude mu předcházet varování v podobě nárůstu průhybů, šířky trhlin apod. Rovněž únavovému porušení betonu podle [151] obvykle předchází obdobné varování. Únavové porušení betonu v reálných konstrukcích je však poměrně výjimečné a pokud k němu dojde, bývá provázeno i dalšími degradačními jevy (koroze apod.).

4.3.1.3 Vliv požáru (podle [125])

Vliv vysoké teploty při požáru na beton byl popsán v kapitole ***4.2.1.5***. Z hlediska ochrany výztuže proti účinkům požáru je zajistit, aby beton co nejdéle chránil výztuž proti zvýšení teploty, přičemž výztuž měkne a ztrácí své mechanické vlastnosti při teplotě asi 450 - 500°C, beton ztrácí svoji pevnost (podle řady faktorů – viz kapitola ***4.2.1.5***) při teplotě cca 650°C.

Podle [125] je u dobře zhutněného a homogenního betonu dosaženo ve výztuži teploty 500°C asi po 50 – 70 minutách, jestliže je výztuž opatřena kvalitní krycí vrstvou tl. 20

mm, po 80 – 110 minutách při krytí 30 mm, po 120 – 160 minutách při krytí 40 mm a po 180 – 240 minutách při krytí 50 mm. Časy se poněkud prodlužují v případě použití betonu s lehkým kamenivem, který má lepší tepelně izolační vlastnosti. Naopak zvýšení teploty výztuže probíhá mnohem rychleji, pokud je krycí vrstva nekvalitní a pokud se v ní vyskytují třeba i drobné defekty (např. trhliny), kterými se mohou horké plyny dostat rychle přímo k výztuži. Protože tepelná vodivost oceli je mnohem větší než tepelná vodivost betonu, výztuž se v takovém případě rychle zahřívá a zvětšuje svůj objem, čímž vyvíjí tlak na okolní beton. To může vést k porušení a odloupnutí krycí vrstvy, čímž výztuž zůstane bez ochrany a ztráta jejích mechanických vlastností probíhá zvýšenou rychlostí.

4.3.2 Chemické vlivy

4.3.2.1 Karbonatace betonu (podle [125] a [151])

Karbonatace betonu (obdobně jako kontaminace betonu chloridy) způsobuje pokles *pH* betonu, následkem čehož beton ztrácí tzv. pasivační schopnost, tzn. schopnost chránit výztuž proti korozi díky alkalitě prostředí. Karbonatace sama o sobě tedy korozi výztuže nezpůsobuje, ale vytváří pro ni podmínky, a to i v betonu, který na pohled vypadá zdravý a neporušený.

Výše uvedená pasivace (povrchu ocelové výztuže) znamená, že výztuž je v betonu chráněna proti korozi tenkou vrstvou oxidů železa (tl. několik nanometrů). Protože je tato vrstva nepropustná pro vodu i pro kyslík, nemohou tyto látky přicházet do kontaktu s ocelí a koroze proto neprobíhá. Pasivační vrstva je stabilní při *pH* > 11,5, přičemž díky vzniku hydroxidu vápenatého $Ca(OH)_2$ je *pH* kapalné fáze, vyplňující kapiláry a póry v cementové pastě, vyšší než 13.

Avšak *pH* betonu se může během času snižovat v důsledku řady vlivů. Jedním z nich je tzv. karbonatace betonu, při níž dochází k reakci kysličníku uhličitého CO_2 z okolního prostředí s hydroxidem vápenatým $Ca(OH)_2$ a ke vzniku uhličitanu vápenatého $CaCO_3$, což lze popsat rovnicí:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad (4.5)$$

Pokud *pH* klesne pod hodnotu cca 9, beton ztrácí pasivační schopnost (jedná se o tzv. depasivaci) a může dojít ke korozi výztuže i při jejím krytí betonem. Korozi oceli je možno popsat rovnicí:

$$\text{Ocel(Fe)} \quad \frac{H_2O}{O_2} > \quad \text{rez [Fe(OH)}_2 \text{ a Fe(OH)}_3\text{]} \qquad (4.6)$$

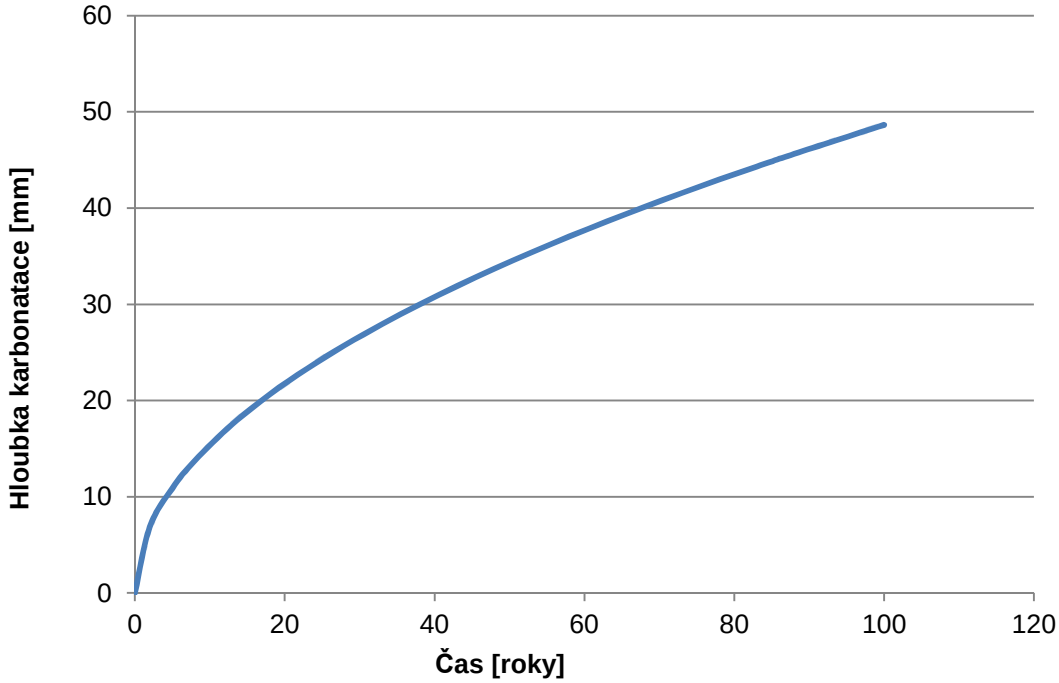
Karbonatace probíhá rychlostí, která je dána rovnicí:

$$x = K \,.\, t^{1/2} \qquad (4.7)$$

kde x je tloušťka betonu zasažená karbonatací, K je součinitel karbonatace a t je doba vystavení betonu působení vzduchu s CO_2. Součinitel K je značně proměnný a závisí na následujících parametrech:

- relativní vlhkost vzduchu,
- vodní součinitel betonu,
- typ cementu,
- doba ošetřování před vystavením betonu působení vzduchu.

Rychlost karbonatace bývá v čase proměnná a závisí na aktuálních podmínkách okolního prostředí (zejména na relativní vlhkosti). Při znalosti stáří konstrukce a hloubky karbonatace v dané době ale lze s přiměřenou přesností stanovit ze vztahu ***(4.7)*** pomocí extrapolace dobu, za kterou karbonatace dospěje až k výztuži. Vztah ***(4.7)*** lze tedy velmi vhodně použít v rámci diagnostiky stávajících konstrukcí, včetně stanovení předpokládaného budoucího vývoje. Přitom rychlost postupu karbonatace je tím větší a čas potřebný k dosažení výztuže kratší, čím je beton v krycí vrstvě méně kvalitní a poréznější (tzn. například při vysokém vodním součiniteli a/nebo při nekvalitním zhutnění betonu).



Obr. 4.10 Průběh karbonatace v čase – mostní pilíř z betonu C25/30 (podle [136])

Pokud zkarbonatovaná vrstva betonu dosáhne až k výztuži, může začít koroze oceli. Ta je provázena zvětšením objemu, protože oxidy železa tvořící rez mají objem asi 6 – 7x větší než železo. Následně dochází k poškození až odpadnutí krycí vrstvy a výztuž je vystavena přímým účinkům vnějšího prostředí, čímž se průběh koroze dále urychluje.

Příklad průběhu karbonatace v čase je na ***Obr. 4.10***.

4.3.2.2 Kontaminace betonu chloridy

Depasivaci ocelové výztuže, tzn. porušení tenké ochranné vrstvy na povrchu oceli, může kromě karbonatace způsobit i přítomnost chloridových iontů Cl^-. Chloridy se

mohou do konstrukce dostat například z mořské vody nebo z chemických rozmrazovacích prostředků. Zásadní rozdíly mezi působením CO_2 a Cl^- je v hloubce postižené betonové vrstvy; zatímco karbonatace postupuje betonem vcelku rovnoměrně, vrstva betonu kontaminovaná chloridy je značně nepravidelná, což vede i k nepravidelné – tzv. bodové – korozi oceli, která je z hlediska její únosnosti ještě nepříznivější, než koroze rovnoměrná.

I v tomto případě chloridy (obdobně jako karbonatace) vytvoří pouze podmínky, ve kterých může koroze probíhat. Samotná koroze je však způsobena přítomností vody a kyslíku, které jsou schopny převést ocel do formy rzi, jež je tvořena oxidy železa. To znamená, že například výztuž v železobetonové konstrukci trvale ponořené v mořské vodě nemůže korodovat, protože schází přítomnost kyslíku; stejně tak výztuž umístěná v trvale suchém prostředí rovněž nemůže korodovat, protože schází přítomnost vody.

Chloridové ionty mohou betonem prostupovat následujícími způsoby:

- absorpcí vody kapilární elevací,
- difuzí chloridů betonem,
- dalšími způsoby – např. vlivem hydrostatického tlaku, případně prostupují trhlinami a spárami.

V případě kapilární elevace jsou chloridy unášeny vodou, která je vlivem kapilárního tlaku vtlačována do dosud suchých pórů v betonu.

V případě difuze jsou již póry vyplněny vodou. Chloridové ionty nejsou vodou unášeny, ale prostupují (“stojatou“) vodou naplněnými póry od povrchu konstrukce do vnitřních částí objemu betonu.

Proces difuze (za předpokladu konstantního gradientu koncentrace transportované látky) popisuje tzv. první Fickův zákon (např. podle [153]):

$$Q = D.\frac{c_1 - c_2}{l}.A.t \qquad \text{, kde:} \qquad (3.8)$$

Q je množství transportované látky [g],
$c_1 - c_2$ je rozdíl v koncentraci [g/m^3],
l je vzdálenost (hloubka penetrovaného betonu) mezi body s koncentrací c_1 a c_2 [m],
A je plocha penetrovaného betonu [m^2],
t je čas [s],
D je difuzní součinitel.

V řadě případů se mění množství transportované látky s polohou (hloubkou) x a s časem t. V těchto případech lze použít tzv. druhý Fickův zákon, který předpokládá jednoosý transport látky a konstantní hodnotu difuzního součinitele D (např. podle [153]):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D.\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \qquad (4.9)$$

V případech, kdy se látka postupně přestává pohybovat (jako například právě u difuze chloridových iontů), se rovnice ***(3.9)*** upraví na tvar:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D.\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + s \qquad \text{, kde:} \qquad (4.10)$$

s je množství látky, které se přestalo pohybovat (např. z důvodu chemických nebo fyzikálních vazeb).

Uvedené rovnice lze také upravit na tvar:

$$\frac{\partial c_{free}}{\partial t} = D_{eff} \cdot \frac{\partial^2 c_{free}}{\partial x^2} \qquad \text{, kde:} \qquad (4.11)$$

c_{free} je koncentrace volných (“pohybujících se“) chloridových iontů,

D_{eff} je efektivní difuzní součinitel. Jestliže se část iontů přestává pohybovat, upraví se odpovídajícím způsobem hodnota difuzního součinitele D_{eff}; hodnota D_{eff} pak není konstantní.

Pro beton s portlandským cementem bez příměsí a se střední pevností betonu v tlaku f_{cm} menší než 95 MPa lze hodnotu D_{eff} stanovit (odhadnout) ze vztahu (podle [153]):

$$D_{eff} = D_{Cl^-} = \frac{5.10^{-9}}{f_{cm}^{\,1,5}} \qquad (4.12)$$

Pro praktické výpočty byl odvozen například následující vztah popisující difuzi chloridových iontů betonem (např. podle [153]):

$$C(x,t) = C_0 + \left(C_{s,\Delta x} - C_0\right).\left[1 - erf\left(\frac{x - \Delta x}{2.\sqrt{D_{app,C}.t}}\right)\right] \qquad \text{, kde:} \qquad (4.13)$$

$C(x, t)$ je obsah chloridů v % hmotnosti cementu,

x je hloubka [m],

t je stáří betonu [s],

C_0 je počáteční obsah chloridů v % hmotnosti cementu, tj. obsah chloridů, který je v betonu obsažen již z doby jeho výroby a do betonu se dostal z jeho složek (cementu, kameniva a/nebo záměsové vody),

$C_{\text{s,Dx}}$ je obsah chloridů v hloubce Dx (viz dále) v % hmotnosti cementu,

Dx je hloubka tzv. konvektivní zóny, tj. tloušťka povrchové vrstvy betonové konstrukce, ve které obsah chloridů nezávisí na difuzi, ale spíše na vlastnostech vnějšího prostředí, na opakovaném namáčení a vysýchání povrchu apod. Hloubka konvektivní zóny bývá cca do 10 mm,

erf je “chybová funkce“ (*error function*),

$D_{\text{app,C}}$ je tzv. zdánlivý difuzní součinitel [m^2/s],

$$D_{app,C}(t) = k_e.D_{RCM,0}.k_t.A(t) \quad (4.14)$$

$D_{RCM,0}$ je součinitel migrace chloridů [m^2/s],
k_e je součinitel vyjadřující vliv prostředí [-],
k_t je součinitel vyjadřující vliv zkušební metody [-],
$A(t)$ je funkce stárnutí [-]:

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^{a} \quad (4.15)$$

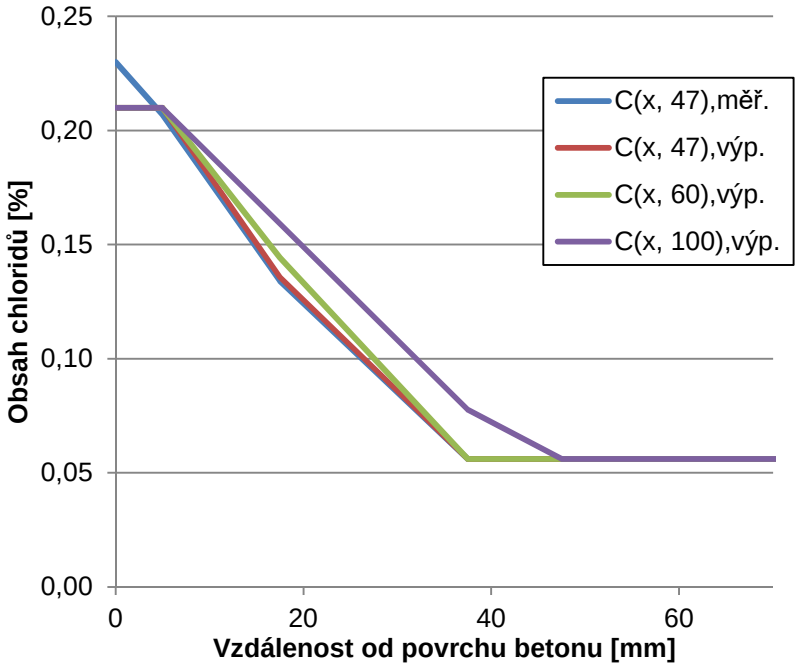
t je stáří betonu [s],
t_0 je referenční čas [s],
a je exponent vyjadřující vliv stárnutí betonu [-].

Podrobnosti ke stanovení jednotlivých veličin je možno nalézt v materiálech *fib* (*fédération internationale du béton* – mezinárodní federace pro beton).

Rychlost difuze chloridů podstatně závisí na množství chloridů, které se dostávají do kontaktu s betonem, na propustnosti a pórovitosti betonu (tzn. na vodním součiniteli, kvalitě zhutnění apod.), na jeho vlhkosti a na teplotě (při vyšší teplotě je rychlost difuze chloridů větší).

Koncentrace chloridů potřebná pro vyvolání koroze je silně ovlivněna hodnotou *pH* betonu. Při *pH* = 13,2 je pro vyvolání koroze zapotřebí 0,8% hmotnosti chloridových iontů vzhledem k množství cementu, ale při poklesu *pH* na hodnoty kolem 11,5 již stačí pouze 0,01%. V zásadě se jako horní hranice množství chloridů v betonu bere hodnota 0,4%. V předpjatých konstrukcích je vzhledem k větší citlivosti a menším průměrům předpínací výztuže obsah chloridů omezen na 0,2% hmotnosti cementu. Navíc předpínací výztuž tažená za studena (na rozdíl od betonářské výztuže, většinou válcované za tepla) hůře odolává korozi, protože jí chybí ochranná oxidová vrstva vznikající při tepelném zpracování.

Příklad průběhu obsahu chloridů v povrchové vrstvě betonu je na ***Obr. 4.11***.



Obr. 4.11 Průběh obsahu chloridů v povrchové vrstvě betonu – prefabrikovaný mostní nosník z betonu C30/37; "měř." jsou změřené hodnoty ve stáří betonu 47 let (podle [141]), "výp." jsou hodnoty stanovené výpočtem pro stáří 47; 60 a 100 let. Krátký vodorovný úsek v levé části grafu vyznačuje tzv. konvektivní vrstvu D*x* (viz poznámky ke vztahu ***(4.13)***). V betonu byl zjištěn počáteční obsah chloridů C_0 = 0,056% hm. cementu.

4.3.2.3 Koroze výztuže - obecně

Jak bylo uvedeno v ***kapitole 4.3.2.1***, ocelová výztuž je v betonu chráněna proti korozi tenkou vrstvou oxidů železa, která je nepropustná pro vodu a kyslík (tzv. pasivační vrstva, resp. pasivace). Tato vrstva je stabilní při *pH* > 11,5 (*pH* ve zdravém betonu je cca 12,5 až 13,5); pokud však *pH* poklesne přibližně na hodnotu 9, tato vrstva oxidů železa se poruší a výztuž přestává být proti korozi chráněna (tzv. depasivace). Hodnota *pH* bývá snižována karbonatací betonu (***kapitola 4.3.2.1***) a/nebo kontaminací chloridy (***kapitola 4.3.2.2***). Ani karbonatace, ani kontaminace chloridy však korozi výztuže samy o sobě nezpůsobují – pouze pro ni vytvoří podmínky. Koroze výztuže je proces, ke kterému je nezbytná přítomnost kyslíku a vody (např. prostředí s vlhkým vzduchem). Koroze nevzniká v prostředí se suchým vzduchem (ani v případě zkarbonatovaného nebo chloridy kontaminovaného betonu), protože v něm schází přítomnost vody, která by umožňovala migraci agresivních látek. Stejně tak koroze prakticky neprobíhá pod vodou, protože prostředí neobsahuje kyslík (v plynném stavu).

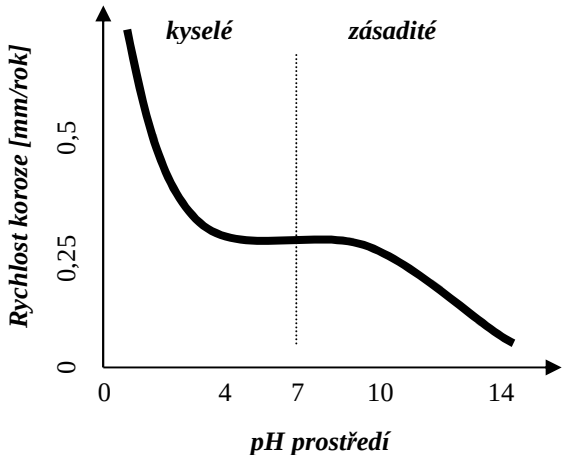
Tímto způsobem může začít korodovat i výztuž, která je jinak ve zdánlivě neporušeném betonu. Přístup vlhkosti a případně i dalších složek vnějšího agresivního prostředí k výztuži usnadňují nadměrně široké trhliny a/nebo nedostatečná krycí vrstvoa (tzn. vrstva o nedostatečné tloušťce nebo vrstva z nedostatečně kvalitního betonu). V důsledku zvětšování objemu korozních produktů oproti původnímu objemu výztuže dochází postupně k odtržení krycí vrstvy betonu (nejprve částečnému, doprovázenému vznikem trhlin rovnoběžných s výztuží, následně i k úplnému odpadnutí krycí vrstvy), čímž je dále koroze výztuže usnadněna a urychlena.

V důsledku koroze se nejen zmenšuje průřezová plocha výztuže, ale dochází i ke zhoršení jejích mechanických vlastností a ke zhoršení spolupůsobení (soudržnosti) s betonem. Pokud se jedná o začínající korozi výztuže skrytou pod krycí vrstvou (například v důsledku karbonatace nebo obsahu chloridů), je běžnými prostředky těžko zjistitelná. Možnost koroze (resp. vznik podmínek umožňujících korozi) lze do určité míry zjistit například měřením elektrických vlastností betonu – měrného odporu nebo proudové hustoty (viz ***kapitola 5.4.5***), možný je i trvalý monitoring – viz ***kapitola 5.8.6.1***. V pozdějších fázích je již možno korozi zjistit vizuálně – buď na základě trhlin rovnoběžných s výztuží, "prokreslením" výztuže na povrchu betonové konstrukce (při malé až nulové tloušťce krycí vrstvy), případně i zjištěním zkorodovaných prutů po odpadnutí krycí vrstvy.

Koroze výztuže tedy:

- oslabuje vlastní průřez výztuže,
- zhoršuje mechanické vlastnosti výztuže,
- snižuje soudržnost s betonem,
- působí nepříznivě na okolní beton tím, že vyvolává expanzní tlaky v krycí vrstvě betonu, vedoucí ke vzniku trhlin a následně až k oddělení krycí vrstvy.

Ke korozi dochází jak u betonářské výztuže, tak i u předpínací výztuže, přičemž předpínací ocel bývá proti korozi méně odolná než ocel betonářská. Pokud ke korozi předpínací výztuže dojde, stává se tak u dodatečně předpjatých konstrukcí nejčastěji v případě nekvalitně zainjektovaných kabelových kanálků. Další procesy jsou obdobné jako u betonářské výztuže, stejně tak je vznik a postup koroze obdobný i u konstrukcí předpjatých předem, kdy výztuž je obalena přímo betonem, bez kabelových kanálků. Zjištění koroze předpínací výztuže (zejména u dodatečně předpjatých konstrukcí) může být zejména v počátečních fázích ještě obtížnější, vzhledem k větší tloušťce krycí vrstvy a k umístění výztuže do kanálků. Mezi viditelné projevy může v takovém případě patřit například korozí zbarvená voda vytékající z kabelových kanálků.



Obr. 4.12 Závislost rychlosti koroze oceli na pH okolního prostředí (podle [120])

Podle průběhu korozních procesů lze rozlišovat **chemickou korozi** a častější **elektrochemickou korozi**, k níž dochází, vznikne-li korozní článek. Jedná se o galvanický článek, jehož anoda a katoda jsou propojeny jednak kovem výztuže a

jednak elektrolytem, tvořeným pórovou vodou. Podle [119] a [152] se na anodě za působení vnějšího elektrického proudu uvolňují z atomů železa elektrony, čímž zde vznikají kladně nabité ionty železa Fe^{2+}. Volné elektrony se výztuží pohybují ke katodě, kde za přítomnosti vody H_2O a kyslíku O_2 tvoří záporně nabité částice OH^-. Ty se elektrolytem (výplní pórů v betonu) pohybují zpět k anodě, kde z výztuže "vytahují" kladně nabité ionty železa Fe^{2+} a společně tvoří rez – oxidy železa Fe_3O_4, resp. Fe_2O_3. Pokud katodické a anodické oblasti leží hustě vedle sebe, dojde k rovnoměrné korozi ocelové výztuže. Rovnoměrná koroze probíhá i po odpadnutí krycí vrstvy, kdy je výztuž obnažena a vystavena atmosférickým vlivům.

Pokud jsou v elektrolytu přítomny dva různé kovy, je oxidací napaden kov s nižší elektronegativitou. Elektronegativitu nižší než železo mají zinek a hliník, vyšší pak většina dalších kovů (nikl, cín, olovo, mosaz, měď, bronz).

Podmínkami pro výskyt koroze jsou tedy přítomnost vodivého elektrolytu ve formě vlhkosti v betonu, možnost pronikání kyslíku do struktury betonu a pokles *pH* pod hranici pasivace. V betonu dobré kvality je průběh koroze velmi pomalý. Ke zrychlení dochází, pokud beton ztratí svoji alkalitu (například v důsledku karbonatace), při pronikání agresivních chemických látek, nebo když beton obsahuje chemicky různé kovy.

Podle vnějších projevů a účinků na výztuž se koroze dělí na **rovnoměrnou, bodovou** a **mezikrystalovou**.

Rovnoměrná koroze se projevuje na povrchu výztuže plynule a způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže. Se zmenšením průřezu výztuže se zmenšuje i maximální síla, kterou je výztuž schopna přenést. Tím se snižuje mez vzniku trhlin, mez únosnosti a tuhost konstrukce. Korozní produkty se hromadí na povrchu výztuže a svým větším objemem působí v betonu vnitřní pnutí, které vede ke vzniku trhlin nebo odtržení krycí vrstvy, zejména v rozích průřezu a při vyztužení pruty velkého průměru. Po obnažení je pak výztuž vystavena atmosférickým vlivům a chemické korozi v prostředí s nízkým *pH*.

Bodová koroze se projevuje v místech lokálního narušení ochranné pasivační vrstvy výztuže. Ta se mohla porušit například pronikáním chloridů. Anoda je v místě porušení ochrany velmi malá a bodová koroze postupuje rychle do hloubky výztuže, oslabuje výrazně její průřez a vytváří v ní vruby. Důsledky bodové koroze bývají horší než u rovnoměrné koroze, navíc také dochází následkem vzniku vrubů ke snížení únavové pevnosti výztuže.

Mezikrystalová koroze se projevuje mezi kovovými krystaly napnuté předpínací výztuže. Jejím důsledkem jsou trhliny ve výztuži a náhlé porušení výztuže. Pro narušení nosné funkce a trvanlivosti je tato koroze nejnebezpečnější. Rozeznává se anodická a katodická mezikrystalová koroze (viz též ***kapitola 4.3.2.4.2***). Anodická koroze je doprovázena oxidací železa a vyskytuje se, působí-li na výztuž například chloridy. Katodická probíhá bez oxidace železa. Způsobují ji ionty vodíku, které na katodě pronikají mezi krystaly železa a při změně v molekuly za velkého tlaku zvětšují objem, čímž v oceli vzniknou trhliny. Tento typ koroze se vyznačuje nečekaným a často katastrofickým projevem. V minulosti byly pro předpínací výztuž používány i oceli více náchylné k mezikrystalové korozi, než je tomu u dnešních materiálů. Používaly se

zřejmě především pro pozemní stavby, ale jejich ojedinělé použití pro mosty také nelze zcela vyloučit.

4.3.2.4 Koroze bludnými proudy (Ing. Bohumil Kučera)

4.3.2.4.1 Úvod

Vliv bludných proudů na korozi předpínací výztuže je předmětem zkoumání již řadu desetiletí. Na konci padesátých let se v některých materiálech (Ing. Zbyšek Žalman, CSc., VÚIS Bratislava, pracoviště Brno) i v tehdejší ČSSR objevují první příspěvky o vlivu bludných proudů na korozi výztuže betonových konstrukcí. V laboratorních podmínkách bylo již tehdy zjištěno, že bludný proud korozně namáhá až desetkrát více výztuž předpínací než výztuž betonářskou (např. Prof. Raniery Cigna, Ústav průmyslové a aplikované chemie při "Inženýrské" fakultě Římské univerzity).

Vzhledem k významu této problematiky pro železniční mosty z předpjatého betonu obsahuje tato kapitola všechny související otázky, tzn. nejen podstatu vzniku koroze, ale i diagnostiku výztuže a možnosti ochrany konstrukcí proti účinkům bludných proudů (viz též kapitola ***5.8.6.1***).

4.3.2.4.2 Elektrochemická koroze předpínací výztuže

V České republice jsou kritéria pro vyhodnocování měření v terénu i navrhovaná ochranná opatření zakotvena v následujících předpisech:

- SR 5/7 Ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů staveb železničního spodku, SŽDC, 1997,
- SR 5/7-DEM Dokumentace elektrických a geofyzikální měření betonových mostů a ostatních betonových konstrukcí železničního spodku, SŽDC 2009,
- TP 124 Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací, MD ČR, 2009,
- MP-DEM Dokumentace elektrických a geofyzikálních měření betonových mostních objektů a ostatních betonových konstrukcí pozemních komunikací. Metodický pokyn, MD ČR, 2009.

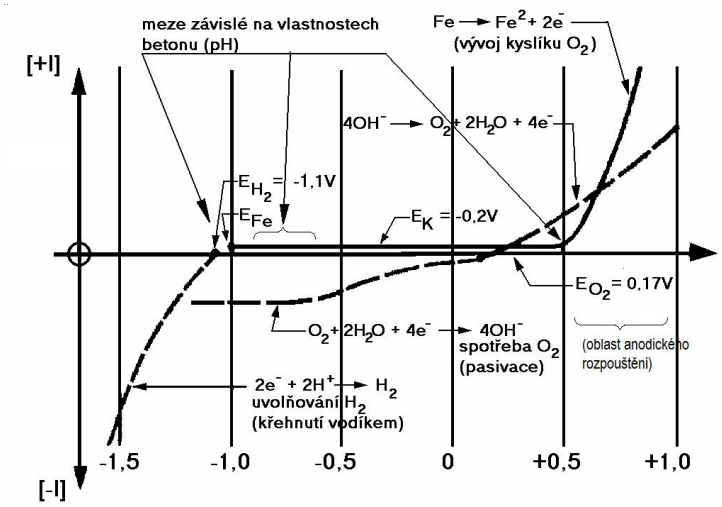
Údaje ve všech těchto předpisech vycházejí ze základního poznatku, že u předpínacích výztuží se uplatňují dva druhy korozního namáhání.

První druh korozního namáhání (elektrochemické koroze), který nazýváme **anodickou reakcí**, je standardní projev důsledku negativního působení bludných proudů – viz ***kapitola 4.3.2.3***. K nastartování těchto korozních procesů dochází tehdy, je-li energie vystupujícího proudu dost velká – tak velká, že poruší ochranné pasivační vrstvy oceli uložené v betonu a způsobuje vytrhávání atomů Fe. Ty na vzduchu velmi rychle oxidují a ve formě oxidu železa nabývají objemů nejméně 4x až 8x větších. Objem korozních produktů pak způsobuje roztrhání krycích vrstev oceli uložené v betonu. Potenciál, při kterém dochází k takovému koroznímu procesu – anodické reakci, představuje dle níže uvedené závislosti E/I cca + 500 mV vůči nepolarizovatelné elektrodě $Cu/CuSO_4$.

Druhým typem korozního namáhání vlivem bludných proudů je "**křehnutí oceli vodíkem**" (též **"mezikrystalová koroze"**, **"koroze pod mapětím"**), které se uplatňuje především u předpínacích výztuží. Místa takového korozního namáhání se vyskytují na opačném pólu elektrického obvodu, tj. v místě, kde je potenciál na konstrukci s nejnižším potenciálem – na katodě. V místě katody vstupuje proud z okolí, tj. např. z elektrolytu v podobě betonu nebo cementového mléka, případně ze zeminy do vodiče I. třídy, tedy do předpínací výztuže. Pokud je atomová mřížka předpínací oceli vystavena silnému elektrickému poli, v místě katody vstupující proud způsobí uvolnění vodíku ve struktuře atomové mřížky. Důsledkem je změna mechanických vlastností oceli a její zkřehnutí. Potenciál, při kterém se takový jev uplatňuje, je patrný rovněž v níže uvedené E/I charakteristice a blíží se hodnotě cca -1100 mV (měřeno proti sondě $Cu/CuSO_4$).

Uvedené údaje samozřejmě platí za určitých předpokladů, z nichž nejdůležitějším je *pH* a obsah elektricky vodivých látek v betonu (solí). S poklesem *pH* se tyto meze mění a dochází k uplatnění korozních procesů dříve. Obecně platí, že s anodickou reakcí se setkáváme v praxi častěji (jedná se z tohoto pohledu v podstatě o běžný typ koroze), zatímco koroze křehnutí vodíkem je v praxi záležitost spíše výjimečná a můžeme se s ní setkat zejména u špatně nastavených katodických ochran (tzv. přechránění) nebo, což je velmi významné, u nevhodně navržených předpjatých konstrukcí železničních mostních objektů pro elektrizované tratě, tj. při bezprostředním nevhodném působení zpětných trakčních proudů na předpínací výztuž.

Při praktických aplikacích uložení železa v betonu lze zobrazit polarizační křivku přibližně podle ***Obr. 4.13***. Tvar křivky je definován především použitou ocelí – pro výztuže se používají převážně nízkouhlíkové oceli tř. 10 (event. tř. 11).



Obr. 4.13 Potenciokinetická polarizační křivka pro výztuž uloženou v betonu (s dostatečně vysokým *pH*)

Na ose *Y* je uvedena proudová hustota *I*, která je úměrná korozní rychlosti. Na ose *X* je zobrazen potenciál. Průběh křivky přibližuje průběh anodické a katodické reakce. V levé části, kde potenciál dosahuje hodnot nižších než cca -1,0 mV se výrazně uplatňuje katodická reakce s důsledkem uvolňování vodíku a křehnutí oceli. Ocelová elektroda (výztuž) je při potenciálu -1,0 mV v rovnováze. Vzrůst potenciálu způsobuje (jak vyplývá z diagramu) rozklad oceli. Tento rozklad je ovšem silně redukován

pasivačními účinky betonu. Střední část křivky tak představuje oblast pomalé korozní rychlosti. Rozsah oblasti s malou korozní rychlostí závisí zejména na *pH* prostředí a ve zobrazené podobě přibližně platí pro alkalické prostředí, ve kterém se výztuž v betonu nachází. Se změnou *pH* však může dojít i v této oblasti ke změně a zvýšení korozní rychlosti. Až do +0,5V je množství rozpuštěné oceli prakticky nezávislé na potenciálu; hustota pasivačního proudu je cca 1μA.cm^{-1}. Kyslíková elektroda je v rovnováze při potenciálu 0,17V. při vyšších potenciálech se tvoří kyslík, při nižších hodnotách potenciálu je při korozních reakcích kyslík redukován a působí jako agresivní činitel. Korozní napětí oceli v betonu je určeno kyslíkem jako agresivním činitelem. Při korozním potenciálu E_k (-200mV) je anodická proudová hustota rovna katodické. Pravá strana křivky, v místech s potenciálem vyšším než cca +200 mV, pak ukazuje na uplatnění anodické reakce, tj. jedná se o oblast, kdy při kladném potenciálu kovu dochází k prudkému zvýšení korozní rychlosti s důsledkem rozpouštění oceli na anodě a tvorbě tuhých korozních produktů. Pro ilustraci se uvádí pro katodickou a anodickou reakci výztuže v betonu odpovídající vztahy:

$-Fe \leftrightarrow Fe^{2+} + 2e$	E_{Fe}: -1,0V	(4.16)
$-4OH \leftrightarrow O_2 + 2H_2O + 4e^-$	E_{O2}: +0,17V	(4.17)
$-H_2 \leftrightarrow 2H^+ + 2e^-$	E_{H2}: -1,1V	(4.18)

Při uvedených potenciálech jsou chemické reakce v rovnováze. Všechny potenciály jsou vztaženy k referenční elektrodě $Cu/CuSO_4$.

4.3.2.4.3 Ochrana předpínací výztuže proti korozi vlivem bludných proudů

Obava o poškození předpínacích výztuží, a to nejen vlivem bludných proudů, je značná nejen v ČR, ale i v zahraničí. Např. v 80. letech ve Velké Británii bylo dokonce dočasně zakázáno navrhovat stavby s předpínací výztuží. V podmínkách ČR a ve vztahu k poznatkům o vlivu bludných proudů existuje rovněž vyhraněné stanovisko, které lze charakterizovat jedním slovem jako opatrnost. V podmínkách železničních staveb se v oboru předpjatých konstrukcí používaly především prefabrikované nosníky. Monolitické nebo jinak atypické konstrukce byly realizovány pouze výjimečně.

K určitému posunu v názoru na použití předpětí v železničních mostních stavbách dochází až po roce 2000 v souvislosti se zajištěním vyšší kvality předpínacích systémů i z hlediska trvanlivosti a ochrany předpínací výztuže proti korozi. Nezanedbatelný vliv má i zavádění elektricky izolovaných systémů předpětí do praxe. Vzhledem k tomu, že v oboru železničních mostů se jedná o systémy poměrně nové, bez provozních zkušeností a zpětných vazeb z hlediska diagnostiky staveb, je však nutné i nadále k podobným systémům přistupovat s nejvyšší opatrností a pečlivostí, a to nejen při návrhu a realizaci, ale i při provozu a údržbě konstrukcí.
Ochranná opatření proti účinkům bludných proudů.

V oblasti pasivních ochranných opatření, jejichž cílem je eliminovat vliv bludných proudů na přijatelnou míru, je po mnoha letech zkušeností jednoznačně definován postup pro jejich technicky a ekonomicky přijatelné navrhování a realizaci. Zavedenými metodikami, zejména SR 5/7 (SŽDC 1997), případně pro neželezniční stavby TP 124 (MD ČR 2009), jsou stanovena pravidla pro různé stupně ochranných opatření železobetonových konstrukcí – a tedy i předpínací výztuže - v závislosti na výsledcích

měření vlivu bludných proudů v terénu a na provozních podmínkách navrhované mostní stavby. Zejména při návrhu předpínací výztuže z hlediska ochrany před účinky bludných proudů je nutno vycházet výhradně z předpisu SŽDC.

Uveďme základní principy ochrany železobetonových staveb před účinky bludných proudů tak, jak jsou formulovány ve služební rukověti SR 5/7.

Pasivní ochranná opatření

Základním principem řešení ochrany staveb před účinky bludných proudů je navrhnout řadu pasivních ochranných opatření, která tvoří součást návrhu stavby. Pasivní ochranná opatření omezují nebo redukují svými elektrickými, mechanickými nebo chemickými vlastnostmi korozní namáhání výztuže. Jedná se např. o volbu kvality betonových směsí, kvalitu betonáže, použití elektricky izolačních materiálů na úrovni izolačních systémů či konstrukční úpravy typu oddělení nosné konstrukce od spodní stavby apod. Pasivní ochranná opatření navrhuje projektant mostního objektu. Jednotlivé druhy ochranných opatření společně tvoří komplexní systém ochranných opatření stavby, kde základním prvkem je primární ochrana, doplněná sekundární ochranou a konstrukčními ochrannými opatřeními. Při navrhování ochranných opatření se volí vždy vhodná kombinace řady ochranných opatření s ohledem na návrh konstrukce stavby. Navrhuje se dostatečně účinná kombinace ochranných opatření zajišťující požadovanou životnost stavby při zachování ekonomické efektivnosti jejího řešení.

Systém pasivních ochranných opatření se dělí na tyto kategorie:

Primární ochrana: Jedná se o volbu dostatečného krytí výztuže betonem a stanovení vlastností betonu. Systém primární ochrany bezprostředně navazuje na předpisy týkající se požadavků na kvalitu betonu, zejména TKP 17 SŽDC. V rámci návrhu pasivních ochranných opatření proti účinkům bludných proudů se upřesňují požadavky na zvýšené krytí výztuže či požadavky na vodonepropustnost betonu, apod.

Sekundární ochrana: zahrnuje systém všech ochranných opatření na úrovni systémů vodotěsných izolací (izolačních nátěrů, povlaků apod.), která navrhuje projektant stavební části na ochranu proti agresivním vlivům zemin, podzemní vody a zemní vlhkosti a před klimatickými vlivy.

Konstrukční opatření: tuto součást pasivních ochranných opatření navrhuje dle rozsahu stavby projektant stavební části sám nebo za účasti specializovaného pracoviště. Jedná se zejména o definování požadavků na vodivé provařování výztuží ve spodních stavbách i nosných konstrukcích, definování měřicích vývodů z výztuže, stanovení požadavků na elektricky izolační oddělení (mostní konstrukce) vhodnou volbou úpravy částí stavby (mostních ložisek, mostních závěrů apod.). Součástí těchto opatření je např. i volba elektricky izolovaných systémů předpětí. Mezi konstrukční pasivní ochranná opatření patří i vhodná volba systému ochrany proti elektrickému přepětí a proti nebezpečnému dotyku a specifikace požadavků na zemnící soustavu. Velkou pozornost je nutno věnovat požadavkům na ukolejnění a s tím související problematiku z hlediska bezpečnosti provozu v blízkosti elektrizovaných tratí.

SR 5/7 definuje podrobně ochranu některých speciálních stavebních prvků. Jedná se zejména o ochranu předpínací výztuže včetně trvalých zemních kotev, gabionových stěn atd.

Součástí konstrukčních opatření je také ve speciálních případech návrh propojovacích a měřících vedení umožňujících sledování vlivu bludných proudů, případně návrh nedestruktivních monitorovacích systémů koroze výztuže.

Měření v průběhu stavby a po dokončení stavby.

Pokud je pro stavbu stanoven stupeň ochranných opatření č. 4 nebo č. 5 dle SR 5/7, provádí se elektrická a geofyzikální měření v průběhu stavby a po dokončení stavby. Postup stanovuje metodika navazující na SR 5/7, a to SR 5/7-DEM.

Jedná se o systém měření, jehož účelem je jednak v průběhu výstavby postupně ověřovat kvalitu navržených a realizovaných ochranných opatření - např. na úrovni kontroly kvality elektrického izolačního odporu mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou mostního objektu nebo kontroly kvality elektricky izolačního uložení samotného izolovaného předpínacího systému v nosné konstrukci apod., a jednak ověřovat vliv a přítomnost bludných proudů na částech stavby a následně po jejím dokončení. Pro rozsah měření po dokončení stavby jsou zavedeny požadavky v SR5/7-DEM. Výstupem měření po dokončení stavby je mj. i rozhodnutí o další péči o stavbu z hlediska dané problematiky. V rámci závěrečné zprávy se mj. specifikují požadavky na termíny dalších periodických měření. Při standardním chování dokončené stavby se jedná zpravidla o periody v násobku period hlavních prohlídek mostních staveb (např. tři, šest nebo devět let). V případě, že v rámci měření jsou zjištěny anomálie nebo nestandardní vlivy, stanoví se v závěrečné zprávě, v jakém rozsahu a termínu je třeba vybraný parametr sledovat.

Na základě výsledků měření v průběhu stavby lze korigovat navržená ochranná opatření, a to jak doplněním již navržených ochranných opatření, tak i jejich zjednodušením.

Aktivní ochranná opatření.

V případech, kde se prokáže, že pasivní ochranná opatření nezajišťují dostatečnou ochranu stavby před korozními účinky bludných proudů, lze přikročit k doplňujícím ochranným opatřením. Jedná se o systémy instalovaných ochran, které vyžadují ke své činnosti elektrickou energii. Typickým příkladem aktivní ochrany jsou katodické ochrany, jejichž cílem je např. posunout korozní potenciál anodické oblasti stavby do oblasti katodické, tj. do oblasti malých korozních rychlostí. Aktivní ochrany se na mostních objektech a ostatních betonových stavbách navrhují pouze ve zcela výjimečných případech, pokud výsledky elektrických a geofyzikálních měření prokážou nezbytnost použití takové ochrany.

Pozn.: kromě aktivních ochran, jejichž cílem je omezit vliv bludných proudů, jsou součástí SR 5/7 i aktivní ochrany omezující korozní procesy působením agresivních látek (např. chloridů) na povrch betonových konstrukcí. Tyto aktivní ochrany, z nichž nejvýznamnější je katodická ochrana pro realkalizaci, jsou v některých zemích světa rozšířené a standardizované.

Ochranná opatření proti účinkům bludných proudů pro předpínací výztuž.

Uveďme základní principy při návrhu předpínací výztuže pro mostní objekty do prostředí s vlivy bludných proudů, tj. ve stupni ochranných opatření č.4 a č.5 a vždy pro stavby s elektrizovanou železniční tratí, kdy je nutno:

- zvážit vždy i možnost návrhu jiného typu nosné konstrukce než konstrukce z předpjatého betonu,
- při nezbytnosti návrhu předpětí se volí předpínací systémy výhradně vybavené elektricky izolačním systémem, upřednostňují se izolované systémy včetně izolace hlav předpínacích kabelů,
- předpínací systémy se vybavují kontrolními systémy kvality, případně diagnostiky koroze,
- předpínací systémy se osazují do staveb, které jsou vybaveny ochrannými opatřeními.

Při posuzování kvality voleného systému ochrany předpínací výztuže se postupuje podle speciálních předpisů, např. “Opatření pro zajištění trvanlivosti předpínací výztuže ve stavebních konstrukcích“ ([114]) – viz též ***kapitola 3.3.8.25***. Tyto předpisy nebyly k dnešnímu dni převzaty do legislativy SŽDC ani MD ČR a jejich zavedení se teprve připravuje.

U staveb, které nejsou a nebudou vystaveny vlivu bludných proudů, tj. v daném případě se jedná o stupně ochranných opatření č. 1 a 2 a případně č. 3, se speciální požadavky na provedení předpínací výztuže nestanovují, postupuje se podle speciálních předpisů SŽDC.

Pozn.: stanovení stupně ochranných opatření s ohledem na výhled např. elektrizace dopravy nebo industrializace lokality se provádí v souladu se záměry SŽDC. Zpravidla se stanovuje stupeň ochranných opatření s výhledem na 50 let. Z hlediska předpokládané životnosti stavby 100 let se považuje tento odhad za dostatečný.

Ochranná opatření navrhuje projektant ve spolupráci s investorem stavby. Provozovatel (správce) stavby je povinen se s řešením seznámit a být připraven takový systém provozovat a udržovat.

4.3.2.4.4 Údržba předpínacích systémů v provozních podmínkách z hlediska ochrany stavby před účinky bludných proudů

Z hlediska ochrany před účinky bludných proudů jsou požadavky pro kontrolu a měření stanoveny předpisem SŽDC, a to SR5/7-DEM. Předpis stanovuje podmínky a požadavky na kontrolní měření v průběhu stavby a po dokončení stavby a v průběhu životnosti stavby.

U předpínacích systémů je důležité, aby kvalita navrženého systému z hlediska elektricky izolačních schopností pro omezení vlivu bludných proudů byla zřejmá a prokázaná již při volbě typu izolovaného systému.

V průběhu výstavby provádí specializované pracoviště (viz kapitola Vymezení základních pojmů v SR5/7 [106]) kontrolní měření a prohlídky mj. i kvality instalovaného předpínacího systému. Dodavatel technologie deklarovanou kvalitu prokazuje měřením a dokladem o elektrické izolační schopnosti ochranného obalu předpínacího systému.

Po dokončení stavby je kontrola systému předpětí součástí zprávy o měření vlivu bludných proudů “DEMZ“ podle předpisu SR 5/7-DEM. V rámci této zprávy musí být pro provozovatele (správce) mostního objektu stanoveny pokyny, v jakém rozsahu a s jakou četností se kontroly budou provádět a co bude zajišťovat provozovatel (správce) stavby.

Provozovatel (správce) provádí kontrolu z hlediska dané problematiky v rámci zavedeného systému prohlídek a s přihlédnutím k DEMZ. V případě, že zjistí odlišnosti od trvalého (dlouhodobého) stavu, a to při vizuálních prohlídkách nebo při měření kontrolních veličin, obrátí se na specializované pracoviště.

Nezbytnou součástí jakéhokoliv dodatečného opatření je podrobná analýza stavu včetně diagnostiky dotčené části betonové konstrukce a předpínací výztuže.

4.3.2.4.5 Charakteristické projevy poškození předpínacích systémů bludnými proudy

K poškození konstrukce, resp. výztuže betonářské či předpínací až na výjimečné případy pouze vlivem bludných proudů nedochází. Zpravidla se jedná o součinnost s jinými korozními faktory. Například pokud je konstrukce kontaminována chloridy a zasažena karbonatací, dojde ke zvýšené účinnosti bludných proudů, které jinak nastartované korozní procesy katalyzují. Zvýšená korozní rychlost tak může být jedním z projevů účinků bludných proudů, aniž by tento jev byl zkouškou nebo analýzou prokázaný. Vliv, resp. přítomnost bludných proudů lze prokázat pouze zavedeným systémem měření dle předpisu SR5/7-DEM.

Typickým průvodním jevem koroze bludným proudem je speciální ohraničený tvar důlkové koroze s “vyklováním“ například výztužného prvku tak, že z výztuže zbyde jen tenká šlupička (podobně jako skořápka od malého vajíčka s otvorem). Průkaznost takové koroze je dána pouze čistým kovovým povlakem, který však ve velmi rychlé době podléhá oxidaci. Takovéto případy bludných proudů lze najít jen vzácně - na předpínacích výztužích, zejména u pramencových kabelů, lana popraskají a stav nelze diagnostikovat.

Z praxe je znám případ, kdy v předpjaté mostní konstrukci nad elektrizovanou železniční tratí byly použity přepínací kabely složené z lan. Korozními procesy (např. chloridy) a za přispění působení trakčních bludných proudů došlo v horizontu 15 až 20 let k praskání jednotlivých pramenců předpínací výztuže a ke vzniku rozsáhlých poškození konstrukce s následnou nutností její demolice.
Je tedy důležité, aby provozovatel (správce) mostní stavby stav předpětí alespoň tam, kde je to možné, vizuálně sledoval. U stávajících mostních staveb s vnitřním předpětím je nutné vizuálně sledovat stav krycích vrstev, registrovat rychlost postupu jejich odtrhávání a kontrolovat i korozní stav na hlavách vizuálně dostupných kotev. Zde je nutno zdůraznit, že sledování vlivu bludných proudů doplňuje standardní metody

diagnostiky pro analýzu korozního stavu betonových konstrukcí a doplňuje je – nikoliv naopak.

U izolovaných předpínacích systémů provozovatel ve stanovených periodách kontroluje kvalitu elektrického izolačního odporu systému, pokud je takový kontrolní systém k dispozici. Případně se provádí vizuální kontrola viditelných částí izolovaného systému.

Speciálním druhem poškození předpínacího systému vlivem bludných proudů je křehnutí předpínací oceli vodíkem v důsledku “přechránění“ konstrukce, ke kterému může dojít při nevhodné aplikaci aktivní ochrany. Je však také nutno zdůraznit, že v podmínkách elektrizovaných drah mohou na mostních objektech podobné korozní situace nastat i z provozních důvodů, kdy nosná konstrukce je vlivem bludných proudů (zpětných trakčních proudů) dlouhodobě extrémně namáhána vysokými potenciály a procházejícím proudem. Důsledkem takového působení je zhoršení mechanických vlastností předpínací oceli a následná ztráta napětí v předpínacím kabelu – viz úvodní ustanovení k této problematice shora. Toto poškození lze diagnostikovat rovněž pouze v souvislosti s poškozením konstrukce, pokud předpínací systémy nejsou vybaveny v rámci nedestruktivní diagnostiky odpovídajícími snímači, například dynamometry.

4.3.2.4.6 Trvalé zemní kotvy.

Speciálním případem předpínací výztuže, se kterou se na stavbách dráhy setkáváme, jsou trvalé zemní kotvy. První systém ochrany trvalých zemních kotev do prostředí s korozním namáháním a vlivem bludných proudů byl vypracován původně v roce 1984 v Československu formou několika patentů pro jedno i vícepramencové kotvy. Zkraje devadesátých let byl tento systém velmi pečlivě zdokonalen již pro ochranu kotev proti účinkům bludných proudů zejména pro Švýcarsko, zároveň se tento kvalitní systém uplatnil i v Německu.

Požadavky na provedení trvalých zemních kotev a na jejich kontrolní měření stanovuje rovněž SR 5/7(S).

Z hlediska požadavků na údržbu a provoz platí ustanovení pro předpínací systémy v konstrukcích shodně i pro zemní kotvy.

4.3.2.4.7 Dodatečná ochranná opatření pro omezení účinků bludných proudů

Základním opatřením je pravidelná údržba staveb a udržování kvality realizovaných ochranných opatření, mezi něž patří zejména:

- udržování čistoty elektricky izolačních a oddělujících částí konstrukce:

  - čistota kolem ložisek s polymerní maltou,
  - čistota mostních závěrů,
  - funkčnost vzduchových oddělení (nad dilatací, nepřeklenutí zákrytovými plechy, apod.),

- provádění periodických měření vlivu bludných proudů dle pokynu DEMZ včetně aplikace analýzy závěrů periodických měření.

V případě, že výsledky měření prokazují zhoršení vlivu bludných proudů, resp. zvýšené korozní namáhání, lze stavbu doplnit dodatečnými ochrannými opatřeními v souladu s SR 5/7(S). Z hlediska předpínací výztuže se může jednat např. o aplikaci aktivní – katodické ochrany. Obecně platí, že aplikace aktivních ochran pro stavby s předpínací výztuží se připouští jen za zcela speciálních podmínek, když je prokázáno, že nemůže dojít k poškození předpětí nesprávnou funkcí aktivní ochrany.

4.2.4.8 Nedestruktivní systémy diagnostiky koroze výztuže.

Otázka možné diagnostiky korozních procesů zejména pro předpínací výztuže je předmětem častého zájmu řadu desetiletí. V oblasti ochrany proti účinkům bludných proudů se podařilo zavést systém nedestruktivní diagnostiky koroze výztuže jak pro výztuž betonářskou, tak v některých případech i pro výztuž předpínací. Jedná se o zařízení, která v zásadě nezávisle na přítomnosti bludných proudů jsou schopna indikovat vznik korozních produktů nebo procesů v blízkosti výztuže. Jejich využití je tak širší, než pouze pro oblast vlivu bludných proudů a tyto prvky lze využít i pro nedestruktivní diagnostiku průniku agresivních látek k výztuži, k diagnostice trhlin v monolitické konstrukci i ke kontrole korozního namáhání povrchu krycích vrstev. V posledních letech byl tento zavedený systém doplněn čidly korozní rychlosti, která doplňují obraz o významu zjištěných korozních procesů.

V roce 1995 byl poprvé v ČR uplatněn patentovaný systém VETEK 2000 od Corrosion Monitoring Systems (CMS) při řešení ochrany cca 500 ks trvalých zemních kotev na stavbě v Koradu Česká Třebová. Systém používá patentovaný měřicí elektrodový systém k určování skutečných, aktuálních elektrochemických podmínek oceli zapuštěné v cementové maltě nebo betonu. Zařízení detekuje jednoduchou korozi tenčí než jeden milimetr, stejně jako pokročilou korozi, bez destruktivních zkoušek nebo dalších testů jakéhokoliv druhu. Jedná se o aplikaci nedestruktivního systému diagnostiky koroze výztuže, kdy v průběhu stavby je k výztuži přikládána speciální elektroda ve tvaru drátu s perforovanou izolací. Po instalaci a zabetonování, tj. po doplnění elektrolytu – cementového mléka - se měří potenciál mezi elektrodou a výztuží, podobně jako při měření poločlánkovou metodou. Referenční elektroda je tvořena ze slitiny stříbro - chlorid stříbra.

Vzniklý elektrický potenciál mezi elektrodou a ocelí je měřitelný na konci obou oddělených elektrod. Tento potenciál mezi referenční elektrodou a ocelí se mění podle elektrochemického napětí v kovu. Jestliže dojde ke změnám potenciálu, budou tyto změny způsobeny ocelí, protože sama referenční elektroda nereaguje na změny betonu jako elektrolytu. Vzhledem k tomu, že beton je alkalický s hodnotou *pH* větší než cca 12, změny potenciálu jsou měřitelné. Měřitelné napětí v tomto případě odpovídá vzniku pasivační vrstvy na oceli. Při změně *pH* jsou mezní hodnoty korigovány.

Jestliže na kterémkoliv místě celého systému dojde ke změně, která způsobí anodickou reakci oceli, potenciál mezi elektrodou a ocelí poklesne pod -350 mV. Protože monitorovací systém je vždy měření minimálního potenciálu mezi elektrodou a ocelí, velikost korodující plochy není rozhodující. Proto je možné měřit změny oceli

dokonce i když změny jsou v rozsahu milimetrů. Měřitelnost nezávisí na délce oceli (kotvy), ale na průřezu elektrody, která může způsobit ztrátu vodivosti (tj. úbytek napětí). Obvyklý průřez drátu referenční elektrody je dostatečný pro eliminaci tohoto problému při libovolné délce elektrody.

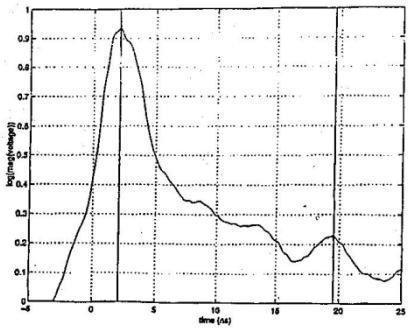
Potenciály v rozsahu od -300 mV do -350 mV ukazují přechodný stav mezi stavem koroze a stavem ochrany. V tomto rozsahu se pasivační vrstva rozpouští a trvalá ochrana oceli nemůže být déle plně zaručena vlivem alkality betonu. Existují tři rozsahy pro analýzu potenciálového měření s elektrodou stříbro - chlorid stříbra, které definují ohrožení oceli korozí:

- rozsah 1 > -300 mV … ocel je permanentně chráněna betonem,
- rozsah 2 od -300 mV do -350 mV … pasivační vrstva se rozpouští,
- rozsah 3 < -350 mV … ocel koroduje, protože je lokálně poškozena pasivační vrstva.

Pozn.: pro různá *pH*, resp. obsah Cl v betonu jsou stanoveny korekční křivky potenciálu. Korekční tabulku pro přesnější stanovení mezí použije specializované pracoviště, případně na základě vyhodnocení měření stanoví přesnější meze provozovateli zařízení.

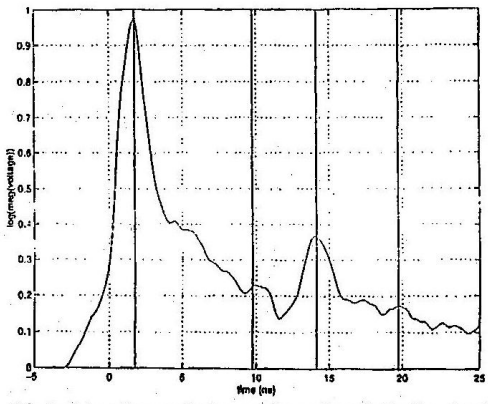
Dosah působení elektrody lze vlivem vodivého elektrolytu dle současných poznatků odhadnout do 10 cm. Systém tak vyhodnocuje korozní namáhání v rozsahu instalované elektrody. Této skutečnosti se využívá při návrhu systému pro sledování vlivu bludných proudů. Elektroda (která samozřejmě sleduje každý projev korozních procesů) se navrhuje do míst, která jsou predikována jako korozně namáhaná z hlediska vlivu bludných proudů. Jedná se o místa, kde se zpravidla očekává přestup bludných proudů z jedné části konstrukce do druhé.

K aplikaci systému, který byl ověřen, jak shora uvedeno, zejména na trvalých zemních kotvách a ukazuje se jako velmi užitečný i pro sledování prvků předpjatých (pokud konstrukce umožní jejich instalaci), bylo přikročeno ještě z dalšího důvodu. Monitorovací systém je totiž schopen diagnostikovat nejen vlastní potenciálové změny, ale s vhodnou technikou je schopen poskytnout informaci i o typu koroze a jejím rozsahu.



Odražený kontrolní impuls. Značka na 2 ns zobrazuje počátek odrazu impulsu od konce vedení, značka na 19,5 ns značí druhý odraz na konci vedení.

Obr. 4.14 Diagnostika místa koroze v předpjatém kabelu pomocí sondy CMS – odražený impuls



Obr. 4.15 Diagnostika místa koroze v předpjatém kabelu pomocí sondy CMS – odražený impuls s povrchovou korozí

Zvolenou technikou je využití časové reflektometrie (TDR) a techniky analýzy přenosových cest. Metoda byla vyvinuta na modelu přenosové cesty aplikované na mostní kabely s asymetrickou analýzou pro dva kabely, s cílem určit elektrické parametry přenosu. Systém byl ověřen na modelech dvou různých typů závad kabelů, s nimiž se běžně setkáváme v praxi (rozložená povrchová koroze, pitting, cementové dutiny) a výslednou změnou tvaru vln – odezvy na vyslaný impuls. Výsledky jsou ověřovány jednak použitím simulace na počítači a jednak měřením provedeným na vyrobených kabelech s "implementovanými" závadami.

Pro diagnostiku závady nebo problémů na vedení byla použita klasická aparatura s optickým a mikrovlnným přenosovým vedením. Přenosová cesta byla prověřována vysíláním úzkého elektromagnetického impulsu. Odraz tohoto zkušebního impulsu dává informaci o nespojitostech a nesourodostech na přenosové cestě. Nespojitosti na přenosové cestě budou způsobovat odrazy oddělené v čase, které mohou být zobrazeny na obrazovce osciloskopu. V případě předpínacích mostních kabelů tyto odrazy mohou být použity k určení místa a typu koroze, která je přítomna. Aplikací principů vedení nakrátko a naprázdno s napájeným koncem budou definovány odrazy známé velikosti a polarity definující odraz na konci vedení, takže k chybnému označení místa ani koroze za tímto impulsem nemůže dojít. ***Obr. 4.14*** ukazuje TDR odrazy kontrolního impulsu na vedení bez korozí a bez nespojitostí. Toto základní měření může být srovnáváno s ***Obr. 4.15***, který ukazuje odrazy ze vzorku s povrchovou korozí. Při zachycení záznamu koroze důlkové je možné identifikovat i velikost důlku. Odražený impuls na těchto vzorcích odpovídá místu zkorodované plochy.

Systém byl již nasazen v praxi. Vyžaduje však investici do rychlého paměťového osciloskopu a zdroje impulsů. Zařízení odpovídá požadavkům na diagnostiku poruch v kabelových vedeních.

Na rozdíl od vlastní instalace monitorovacího systému koroze výztuže CMS, který je již na řadě staveb v ČR úspěšně aplikován, popsaná metoda reflektometrie prozatím nebyla v podmínkách ČR ověřena.

Praktické zkušenosti se systémem CMS lze shrnout do těchto bodů:

- systém vyžaduje součinnost se zhotovitelem objektu při instalaci,
- systém není zcela vhodný pro stávající stavby (problematická instalace), i když v ČR je již také tímto způsobem aplikován,
- výsledky v praxi ukazují, že systém velmi spolehlivě funguje na nosných konstrukcích a předpjatých prvcích umístěných na nosných konstrukcích,
- instalace ve spodních stavbách je rovněž funkční. V případě, že se jedná o část stavby v bezprostřední blízkosti zdroje bludných proudů, je nutno k vyhodnocování přistupovat individuálně a vycházet z diferencí měřených výsledků,
- systém s výhodou poskytuje informaci o korozních procesech obecně, informace systému o korozi výztuže lze však s výhodou zahrnout do požadavků na elektrická měření vlivu bludných proudů.

Další informace o monitoringu výztuže jsou v ***kapitole 5.8.5.***

5. Diagnostika (částečně s využitím podkladů od Ing. Jana Zatloukala)

5.1 Úvod

Beton se pro novodobé mostní konstrukce používá již více než 100 let. Prakticky po celou tuto dobu docházelo k postupnému vývoji vlastností i označování jak vlastního betonu, tak i betonářské a později i předpínací výztuže. Podrobné údaje lze zjistit ze soudobých norem, poměrně podrobný přehled materiálů a jejich vlastností je rovněž v normě ČSN ISO 13822 Zásady hodnocení konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí (Národní příloha NC) [2]. Přehled materiálů i norem pro navrhování nosných konstrukcí železničních mostů je také v ***kapitolách 2.*** a ***3***.

Aktuální stav konstrukce je obvykle zjišťován z následujících důvodů:

- periodické prohlídky konstrukcí, např. mostů, pro potvrzení jejich vyhovujícího stavu potřebného pro zajištění spolehlivého provozu. Prohlídky se podle časových intervalů jejich provádění, podle podrobnosti prohlídky a případně podle důvodu, proč je prohlídka prováděna dělí na běžné, hlavní, mimořádné a kontrolní,
- na konstrukci se projeví závady,
- změna užívání konstrukce, např. rozšíření mostu apod.

Aktuální stav konstrukce je obvykle ovlivněn především následujícími skutečnostmi:

- původní stav konstrukce po dokončení – je dán kvalitou návrhu a realizace,
- degradace konstrukce a jejích materiálů vlivem působení okolního prostředí (zmrazovací a rozmrazovací cykly, karbonatace, kontaminace chloridy, …), případně i vlivem procesů probíhajících uvnitř konstrukce (vnitřní síranová koroze, alkalicko-křemičitá reakce, …),
- degradace v důsledku běžně působících zatížení, převážně zatížení dopravou (únava materiálu),
- působení mimořádných zatížení (nárazy, výbuchy, vykolejení, požár, …),
- údržba objektu.

Pro zjištění aktuálního stavu konstrukcí, případně i jako podklad pro stanovení následujícího vývoje, je možno použít následující metody:

- studium dostupných podkladů,
- vizuální prohlídka,
- nedestruktivní diagnostické metody,
- destruktivní diagnostické metody,
- dlouhodobý monitoring,
- zatěžovací zkoušky (statické a/nebo dynamické).

Podle daného případu tedy stanovení aktuálního stavu a případně i zatížitelnosti konstrukce zahrnuje následující (všechny nebo některé) kroky:

1. vizuální prohlídka (obchůzka),
2. prostudování technických podkladů:

    a. projektová a stavební dokumentace, vč. záznamů o použitých materiálech
    b. záznamy o provozu a údržbě,
    c. zprávy o předchozích kontrolách,

3. diagnostika konstrukce:

    a. zmapování závad,
    b. vyhodnocení údajů dlouhodobého monitoringu,
    c. nedestruktivní zkoušení,
    d. odběr vzorků a destruktivní zkoušení,
    e. přepočet konstrukce,

4. konečné vyhodnocení a zpráva o stavu konstrukce.

Destruktivní i nedestruktivní diagnostické metody umožňují stanovit::

- vnitřní poruchy (trhliny, dutiny apod.) betonové konstrukce,
- množství a polohu výztuže,
- stupeň, případně i druh korozního poškození betonu a oceli,
- fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu a oceli,
- tzv. trvanlivostní parametry – hloubku karbonatace, obsah chloridů …
- zhodnocení celkového působení konstrukce – stanovení deformací (posuny, průhyby, pootočení), příp. i dynamického působení konstrukce, sledování trhlin. Tyto otázky budou předmětem především ***kapitoly 5.8***, protože především tyto vlastnosti mohou být i předmětem dlouhodobého sledování.

Samostatnou otázkou je optimální rozsah a celkové uspořádání diagnostického průzkumu. Rozsah by měl být přizpůsoben konkrétnímu účelu, obvykle stupni projektové dokumentace, a měl by být určen i s ohledem na dostupné podklady (původní dokumentace apod.) a stupeň degradace konstrukce. Zatímco pro předběžné posouzení konstrukce, zvláště v dobrém stavu, budou obvykle důležité údaje ze stávající dokumentace, pouze částečně ověřené diagnostickým průzkumem menšího rozsahu, pro detailnější návrh opravy, v případě podstatné degradace konstrukce, případně i při nedostupnosti původní dokumentace a dalších podkladů bude potřebný rozsah diagnostiky mnohem větší.

Rovněž uspořádání diagnostického průzkumu je nutno podrobně rozpracovat, aby bylo možno získat maximum důležitých informací při vynaložení pouze nezbytných nákladů. Podle [152] by z hlediska diagnostiky měla být konstrukce rozdělena na tzv. *moduly* (např. nosná konstrukce, spodní stavba, mostní svršek apod.), *moduly* by dále měly být rozděleny na *elementy* (např. jednotlivá prostě uložená pole nosné konstrukce, jednotlivé opěry a pilíře), *elementy* by měly být rozděleny na *subelementy* (např. jednotlivé prefabrikované nosníky nosné konstrukce, jednotlivé části jednotlivých podpěr – např. základy, dříky, úložné prahy) a *subelementy* by měly být

ještě rozděleny na tzv. *hot-spots* (např. koncová nebo vnitřní část krajního prefabrikovaného nosníku nosné konstrukce, dolní část dříku pilíře, horní část dříku pilíře apod.). Rozdělení by mělo dojít až k částem konstrukce, které se vyznačují shodnými podmínkami působení (obdobný konstrukční prvek, stejný materiál, stejné podmínky okolního prostředí apod.). Pro jednotlivé *hotspots* by následně měl být stanoven rozsah diagnostického průzkumu optimální pro požadovaný účel.

Vlastnosti konstrukce i vlastnosti materiálů mohou být stanoveny různými způsoby – v první řadě by měly být stanoveny na základě původní dokumentace, pokud je dostupná a pokud neexistují důvody k pochybnostem o souladu údajů v takové dokumentaci uvedených s reálnými parametry konstrukce a jejích materiálů. Pokud původní dokumentace neexistuje nebo je z jakéhokoliv důvodu potřebné údaje ověřit a/nebo doplnit, je možno použít metody destruktivního nebo nedestruktivního zkoušení. V takovém případě je obvykle žádoucí získat statisticky reprezentativní a statisticky vyhodnotitelný soubor výsledků. Obecně platné požadavky na počty zkoušek jsou uvedeny v normách pro provádění takových zkoušek a jsou také zrekapitulovány v následujících odstavcích. Tyto počty zkoušek bývají poměrně vysoké a v řadě případů je takový počet zkoušek (zejména destruktivních) obtížně dosažitelný, ať už z důvodů technických (nadměrné porušení konstrukce odebíráním zkušebních těles) nebo i finančních. Pak je v některých případech možno použít tyto zkoušky jako doplňkové informace k údajům z původní (příp. jiné) dokumentace (vč. podrobného "nového návrhu" konstrukce" podle norem platných v době její realizace), event. i vyhodnotit velmi malé počty výsledků (i 1 – 2) podle ČSN ISO 13822 ([2]). Přehled základních diagnostických metod je v ***Tab. 5.1***.

Z hlediska spolehlivosti vlastní betonové konstrukce bývá obvykle rozhodující:

- porušení betonu tlakem,
- porušení výztuže tahem,
- nedostatečná soudržnost mezi výztuží a betonem (resp. kotevní délka výztuže),
- vybočení tlačené výztuže,
- vybočení štíhlého tlačeného betonového prvku,
- porušení betonu tahem (může souviset i s tzv. křehkým lomem).

Uvedené případy porušení zahrnují veškeré možné případy namáhání – ohybovým momentem, normálovou silou, smykem, kroucením (i smyk a kroucení představují příspěvek vnitřních sil k namáhání hlavním tlakem a hlavním tahem) i namáhání v tzv. D-oblastech (oblastech nespojitosti, kterými jsou například kotevní oblasti předpjatých konstrukcí).

K uvedenému **porušení betonu tlakem, výztuže tahem a k projevům nedostatečné soudržnosti** mezi výztuží a betonem může dojít:

- v důsledku ***jednorázového namáhání*** konstrukce v relativně dobrém stavu – v takovém případě by se jednalo o značné překročení předpokládaného zatížení (přetížení konstrukce) nebo o hrubou chybu při návrhu a/nebo realizaci

(ta by se pravděpodobně projevila již během výstavby nebo krátce po uvedení do provozu),

- v důsledku ***únavy materiálu*** – únavové porušení lze předpokládat spíše u výztuže než u betonu, ani u výztuže však nebývá obvyklé. Při prohlídkách je únavové porušení výztuže těžko zjistitelné přímo – buď je výztuž skryta pod krycí betonovou vrstvou, nebo je krycí vrstva odpadlá a výztuž zkorodovaná, únavová trhlina by však i v tomto případě byla těžko zjistitelná. Na konstrukci by se spíše projevilo až porušení prutu (nebo prutů) výztuže – buď by byl viditelný samotný porušený prut, nebo by se na konstrukci projevily jiné známky porušení – nadměrné průhyby, nadměrná šířka trhlin, vibrace, změna vlastních frekvencí a vlastních tvarů kmitání apod. Pozitivní je, že zřejmě nedojde k únavovému porušení velkého počtu výztužných vložek přesně ve stejném okamžiku - porušení jednoho nebo několika prutů výztuže by pravděpodobně nemělo vážné následky, naopak by takovýto viditelný defekt mohl přispět ke včasnému odhalení vlivu únavy,
- v důsledku ***degradace konstrukce***, případně ve spojení s únavou materiálu. Degradace konstrukce může zahrnovat:
  - **ü** degradaci betonu – například vlivem mrazu, alkalicko-křemičité reakce, alkalicko-uhličitanové reakce (méně častá obdoba alkalicko-křemičité reakce), vlivem “hladové“ vody, uhličitanů nebo síranů, použitím hlinitanového cementu, vlivem požáru apod. Důsledkem je pokles pevnosti betonu a/nebo zmenšení průřezu betonu – jak v tlačené části, což má za následek zmenšení tlačené plochy betonu, tak v tažené části, což vede ke zmenšení nebo úplné absenci krycí betonové vrstvy výztuže,
  - **ü** korozi betonářské výztuže – výztuž je spolehlivě chráněna proti korozi ve zdravém betonu s *pH* rovným alespoň 11,5. Tato hodnota však může klesnout, nejčastěji v důsledku karbonatace betonu a/nebo postupného zvýšení obsahu chloridů (za kritické je obvykle považováno množství odpovídající cca 0,4% hmotnosti pojiva). Pokud *pH* poklesne pod cca 9, ztrácí beton tzv. pasivační schopnost a výztuž je ohrožena korozí. Tímto způsobem může začít korodovat i výztuž, která je jinak ve zdánlivě neporušeném betonu. Další možností je, že vlhkost a případně i další složky vnějšího agresivního prostředí k výztuži proniknou nadměrně širokými trhlinami. Uvedené procesy mohou být dále urychleny nedostatečnou krycí vrstvou, tzn. vrstvou o nedostatečné tloušťce nebo vrstvou z nedostatečně kvalitního betonu. V důsledku zvětšování objemu korozních produktů oproti původnímu objemu výztuže dochází postupně k odtržení krycí vrstvy betonu (nejprve částečnému, doprovázenému vznikem trhlin rovnoběžných s výztuží, následně i k úplnému odpadnutí krycí vrstvy), čímž je dále usnadněna koroze výztuže. V důsledku koroze se nejen zmenšuje průřezová plocha výztuže, ale dochází i ke zhoršení jejích mechanických vlastností a ke zhoršení spolupůsobení (soudržnosti) s betonem. Pokud se jedná o začínající korozi výztuže skrytou pod krycí vrstvou (například v důsledku karbonatace nebo obsahu chloridů), je běžnými prostředky těžko zjistitelná. Možnost koroze (resp. vznik podmínek umožňujících korozi) lze do určité míry zjistit například měřením elektrických vlastností betonu – měrného odporu nebo proudové hustoty (***kapitola 5.4***). U předpínací výztuže je možný i

trvalý monitoring – viz ***kapitola 5.8.6***. V pozdějších fázích je již možno korozi zjistit vizuálně – buď na základě trhlin rovnoběžných s výztuží, “prokreslením“ výztuže na povrchu betonové konstrukce (při malé až nulové tloušťce krycí vrstvy), případně i zjištěním zkorodovaných prutů po odpadnutí krycí vrstvy,

- korozi předpínací výztuže – pokud k ní dojde, stává se tak u dodatečně předpjatých konstrukcí nejčastěji v případě nekvalitně zainjektovaných kabelových kanálků. Další procesy jsou obdobné jako u betonářské výztuže, stejně tak je vznik a postup koroze obdobný i u konstrukcí předpjatých předem, kdy výztuž je obalena přímo betonem, bez kabelových kanálků. Zjištění koroze předpínací výztuže (zejména u dodatečně předpjatých konstrukcí) může být zejména v počátečních fázích ještě obtížnější, vzhledem k větší tloušťce krycí vrstvy a k umístění výztuže do kanálků. Mezi viditelné projevy může v takovém případě patřit například korozí zbarvená voda vytékající z kabelových kanálků. Obecně bývá předpínací výztuž ke korozi náchylnější než výztuž betonářská.

  Další možností vyskytující se u předpínací výztuže je tzv. mezikrystalová koroze, kdy může dojít (mnohdy i k náhlému) porušení v důsledku sil, kterými působí atomy vodíku na krystalickou mřížku oceli. V minulosti byly pro předpínací výztuž používány i oceli více náchylné k mezikrystalové korozi, než je tomu u dnešních materiálů. Používaly se zřejmě především pro pozemní stavby, ale jejich ojedinělé použití pro mosty také nelze zcela vyloučit.

- mechanické porušení betonářské a/nebo předpínací výztuže, například projíždějícím vozidlem.

K **vybočení tlačené výztuže** může dojít především u tlačených prvků (sloupy, pilíře, tlačené stěny) v případě nedostatečné příčné výztuže (o nedostatečné ploše nebo v nadměrných vzdálenostech). V případě značných namáhání (například seismickými silami) může dojít k vybočení tlačené výztuže i při převažujícím namáhání ohybem.

K **vybočení tlačených železobetonových prvků** může dojít v případě, že se jedná o štíhlé prvky, u kterých jsou již významné účinky druhého řádu (tzn. změna účinků zatížení z důvodu působení na zdeformovanou konstrukci). K vybočení může dojít jak při jednorázovém přetížení, tak i následkem dlouhodobého poklesu tuhosti vlivem dotvarování betonu, rozvoje trhlin apod.

Porušení betonu tahem může být významné:

- u prvků z prostého betonu (např. základové patky) – u mostů se v současné době prakticky nepoužívají, mohou se však vyskytovat u starších konstrukcí,
- v případě tzv. křehkého lomu: před vznikem trhliny vznikají v železobetonovém průřezu jak napětí v tlaku (v tlačené oblasti), tak i napětí v tahu (v tažené oblasti). V průřezu proto musí být navrženo alespoň tolik výztuže, aby těsně po vzniku trhliny byla schopná přenést veškerá tahová namáhání, která do té chvíle přenášel beton. U železobetonových konstrukcí je tento požadavek zajištěn splněním tzv. minimálního stupně vyztužení, u předpjatých konstrukcí je ověření poněkud složitější a provádí se obvykle výpočtem.

Tab. 5.1 Přehled metod pro stanovení stavu konstrukce

Objekt vyšetřování	Sledovaná hodnota	Způsob vyšetřování		
		Nedestruktivní	Destruktivní	
		Zkušební metoda	Zkušební metoda	Zásah do konstrukce
beton	pevnost	tvrdoměrná ultrazvuk	pevnost v tlaku pevnost v tahu	jádrový vývrt
			vylamovací vytahovací odtrhávací	poškození povrchu
	modul pružnosti	ultrazvuk	zkouška v tlaku	jádrový vývrt
	struktura: - chybná místa - pórovitost - hutnost - nasákavost - propustnost plynů	vizuální prohlídka mobilní mikroskop poklep ultrazvuk tester permeability	kapilární nasákavost hutnost výbrus (mikroskop) posouzení výlomů zkouška vodotěsnost zkouška propustnosti plynů	jádrový vývrt vrtání
	dutiny	ultrazvuk radiografie termografie poklep	vyměření	odstranění betonu
	vlhkost	měření odporu měření vodivosti mikrovlny dielektrická konstanta infračervená termografie	gravimetrie neutronová difrakce	jádrový vývrt odběr zlomků navrtávání
	trhliny: - poloha - šířka - změny šířky - hloubka	obhlídka trhlinový mikroskop ultrazvuk radiografie sádrová značka deformetr	zaznamenání rozvoje trhlin	jádrový vývrt odstranění betonu
	karbonatace	-	nástřik indikátoru stanovení pH roztoku	jádrový vývrt odběr výlomů odběr prachu z návrtů
	obsah chloridů	-	chemická analýza fluorescenční RTG analýza nástřik indikátoru	jádrový vývrt odběr výlomů odběr prachu z návrtů
	teplota	termočlánek	teploměr ve vyvrtaném otvoru	-
	složení	-	chemická analýza	odběr vzorku
výztuž	mechanické charakteristiky: - pevnost v tahu - tažnost - lámavost - únavová pevnost - složení	-	tahová zkouška zkouška ohybem únavová zkouška chemická analýza	odběr vzorku
	vodíková křehkost	-	chemická analýza tahová zkouška	odběr vzorku
	trhliny	ultrazvuk radiografie	tahová zkouška výbrus (mikroskop)	odběr vzorku
	koroze	měření elektrodového potenciálu	endoskop vizuální prohlídka	navrtání obnažení výztuže
	poloha průměr krytí stav	elektromagnetická zkouška radiografie termografie	přímé měření	navrtání obnažení výztuže
konstrukce	soudržnost výztuže	poklep	změření	jádrový vývrt obnažení výztuže navrtání
	stav injektáže předpínací výztuže	ultrazvuk radiografie	endoskop měření objemu vzduchu	navrtání
	únosnost deformace	zatěžovací zkouška měření průhybu analýza kmitání měření délkových změn	-	-
	ložisko	vizuální prohlídka ultrazvuk	zkušební zatížení	vyjmutí ložiska
	odvodňovací zařízení	vizuální prohlídka zkouška funkčnosti	-	-
	obklad nátěr	vizuální prohlídka měření tloušťky zkouška vodotěsnosti	analýza složení tlaková zkouška zkouška přídržnosti	odběr vzorku
	těsnění	vizuální prohlídka zkouška nepropustnosti	-	-

5.2 Vizuální prohlídka

Vizuální prohlídka umožňuje především zjištění a lokalizování poruch, které se projevují nebo vznikají na povrchu konstrukce. Příznaky poruchy zjišťujeme většinou jako odchylky od bezchybného stavu - jedná se například o porušené nebo opadané povrchové vrstvy betonu, stopy koroze výztuže, vlhká místa, výkvěty, neobvyklý rozvoj trhlin a podobně. Pro kvalitní provedení prohlídky a odhalení poruch a jejich příčin jsou nezbytné odborné znalosti a zkušenosti i znalost konstrukčního systému posuzované stavby.

Z hlediska vlastních betonových konstrukcí je nutno se zaměřit především na:

- zatékání do nosné konstrukce a na spodní stavbu,
- zatékání do dutin nosné konstrukce a způsob jejich odvodnění,
- povrchová nebo hloubková degradace betonu, oslabení tlačených betonových částí,
- nedostatečná tloušťka krycí betonové vrstvy,
- odpadávání krycí betonové vrstvy, trhliny v místech začínající koroze výztuže,
- stopy po zatékání do kabelových kanálků předpínací výztuže,
- zatékání do kotev a na dobetonování čel nosné konstrukce,
- koroze výztuže, případně její oslabení,
- projevy alkalicko – křemičité reakce,
- výskyt trhlin, především staticky významných (viz dále),
- nadměrné průhyby a deformace, výrazné kmitání konstrukce při přejezdu vozidel.

Při vizuální prohlídce zapojujeme kromě zraku i další smysly: sluch, hmat a čich. Při hledání oddělených krycích vrstev se zjišťuje odlišný zvuk betonu při poklepu na nepoškozenou a narušenou konstrukci, hmatem se zjišťuje kvalita povrchu a jeho nerovnosti, případně i vlhkost. Čichem je možno zachytit účinek chemické koroze (například síranové) nebo produkty biologické koroze betonu.

Trhliny lze sledovat pouhým okem, lupou, mikroskopem nebo videotechnikou. Sledování trhlin usnadňuje zvlhčení povrchu betonu vodou. Šířku trhlin lze zjišťovat s přesností až na 0,05 mm příložným šířkoměrem. Důležitými údaji pro analýzu příčin vzniku trhlin jsou časový okamžik vzniku trhliny, informace, zda je trhlina suchá nebo vlhká anebo aktivní či pasivní.

Jednorázovým měřením šířky trhliny registrujeme aktuální hodnotu. Šířka trhliny se může v čase měnit (aktivní trhliny), a to buď jen narůstáním šířky trhliny nebo opakovaným otevíráním a zavíráním trhliny. Periodické změny bývají zapříčiněny proměnlivým zatížením – obvykle od dopravy nebo teplotními změnami. Kvalitativní posouzení aktivity nebo pasivity trhliny je možno provést pomocí sádrové značky, nebo – pro venkovní povrchy vhodněji – pomocí nalepeného sklíčka. Roztržené starší sádrové značky nebo sklíčka se neodstraňují, protože umožňují určit časový průběh pohybů v trhlině. U průběžných měření je možno použít induktivní snímač dráhy.

Ke zjištění hloubky trhlin se užívají jádrové vývrty (které již spadají do oblasti destruktivních diagnostických metod). Trhlina se v oblasti vývrtu předem zainjektuje epoxidovou pryskyřicí, aby při vrtání a odebírání vývrtu nedošlo ke změně šířky a hloubky trhliny.

Opotřebení povrchu betonu je rozrušení jeho struktury v důsledku působení vnějších vlivů fyzikálního nebo chemického původu, postupující od povrchu. Rozlišujeme plošné a lokální porušení povrchu betonu. Pro klasifikování povrchového poškození se používá jednak měření tloušťky porušené vrstvy a jednak stupnice vizuálního porušení v rozsahu 0 až 4:

0 – betonový povrch bez porušení,
1 – opotřebení tenké povrchové vrstvy betonu, bez zřejmých prohlubní,
2 – opotřebení povrchu do hloubky přibližně 1 mm, písková zrna částečně obnažená,
3 – silnější opotřebení až do hloubky přibližně 4 mm, rýhy v betonu, hrubá písková zrna obnažená,
4 – opotřebení do hloubky přibližně 10 mm, hrubé kamenivo obnažené.

Stupeň opotřebení je možno odhadnout i tvrdoměrnou zkouškou, protože opotřebením dochází ke změně mechanických vlastností povrchové vrstvy. Je vhodné srovnávat hodnotu povrchové tvrdosti před a po odstranění opotřebované vrstvy.

5.3 Mechanické vlastnosti betonu - nedestruktivní metody

5.3.1 Nedestruktivní metody - obecně

Základní vlastností betonu je jeho pevnost v tlaku. Principy pro její stanovení u stávajících (resp. existujících – například i nových prefabrikátů) konstrukcí, požadavky na počty zkušebních těles a způsoby vyhodnocení zkoušek jsou předmětem ČSN EN 13791 (73 1303): 2007 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích ([58]). Tato norma rozlišuje hodnotu pevnosti betonu v tlaku v konstrukci stanovenou jednotlivou zkouškou f_{is}, charakteristickou hodnotu pevnosti betonu v tlaku v konstrukci $f_{ck,is}$ a charakteristickou hodnotu pevnosti betonu v tlaku zkušebních těles f_{ck}. Norma je určena pro použití ve třech základních případech:

- ověření shody pevnosti betonu v konstrukci, např. pro prefabrikované betonové dílce,
- posouzení “staré“ konstrukce, která má být upravena, změněna nebo byla poškozena,
- prověření pochybností o kvalitě betonu, neshodě nebo vadném provádění nové betonové konstrukce.

Diagnostiky stávajících konstrukcí se týká především druhá z předcházejících možností, tzn. posouzení “staré“ konstrukce. V tomto případě norma uvádí dva základní postupy:

- použití vývrtů, přičemž podle počtu zkoušek se rozlišuje Postup A (pro 15 a více vývrtů) a postup B (pro 3 až 14 vývrtů),

- použití kalibrované nepřímé metody, přičemž podle počtu zkoušek se rozlišuje Alternativa 1 (při min. 18 dvojicích výsledků zkoušek; dvojicí výsledků zkoušky je výsledek zkoušky vývrtu a výsledek zkoušky nepřímou metodou ze stejného zkušebního místa) a Alternativa 2 (při min. 9 dvojicích výsledků zkoušek).

Charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci se pak převede na pevnostní třídu betonu podle EN 206-1 na základě následující tabulky.

Tab. 5.2 Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci pro pevnostní třídy betonu dle ČSN EN 206-1 (*v normě je zatím odkaz na ČSN EN 206-1*)

Pevnostní třída betonu podle EN 206-1	Poměr charakteristické pevnosti betonu v konstrukci $f_{ck,is}$ k charakteristické pevnosti betonu normových těles f_{ck}	Minimální charakteristická pevnost betonu v konstrukci [N/mm^2]	
		Charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci zkoušená na válcích $f_{ck,is,cyl}$	Charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci zkoušená na krychlích $f_{ck,is,cube}$
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13
C16/20	0,85	14	17
C20/25	0,85	17	21
C25/30	0,85	21	26
C30/37	0,85	26	31
C35/45	0,85	30	38
C40/50	0,85	34	43
C45/55	0,85	38	47
C50/60	0,85	43	51
C55/67	0,85	47	57
C60/75	0,85	51	64
C70/85	0,85	60	72
C80/95	0,85	68	81
C90/105	0,85	77	89
C100/115	0,85	85	98
Poznámka 1: pevnost betonu v tlaku v konstrukci může být menší než je stanovena na zkušebních tělesech odebraných ze stejné záměsi betonu. Poznámka 2: Poměr 0,85 je část γ_c v EN 1992-1-1.			

Společným znakem **nepřímých metod** je, že měří jinou veličinu (např. vzdálenost odskoku tvrdpměru) než tu, která je skutečným cílem měření (např. pevnost betonu v tlaku) a hodnota této měřené veličiny se následně přes tzv. kalibrační vztah převede na skutečně hledanou veličinu, například pevnost v tlaku.

Nepřímé metody jsou v podstatě polodestruktivní nebo nedestruktivní. Tyto metody mohou být využity jako alternativa ke zkouškám vývrtů (např. pro posouzení pevnosti betonu v tlaku v konstrukci) nebo mohou doplňovat údaje získané z omezeného počtu vývrtů. Pro kalibraci se zkouškami vývrtů se nepřímé metody mohou použít v následujících případech:

- samostatně,
- v kombinaci s (jinými) nepřímými metodami,
- v kombinaci s nepřímými metodami a s přímou metodou (vývrty).

Zásady použití nedestruktivních metod pro stanovení vlastností betonu jsou předmětem ČSN 73 1370: 2011 Nedestruktivní zkoušení betonu – Společná ustanovení ([64]). Nedestruktivní zkoušení betonu je zkoušení na zkušebních tělesech, dílcích nebo konstrukcích, při kterém se beton neporuší vůbec nebo poruší jen tak málo, že tím statická funkce zkoušeného objektu není dotčena. Pro nedestruktivní zkoušení se používají následující metody (pro některé již byly vydány normové předpisy):

- metody tvrdoměrné (vč. tzv. špičákového tvrdoměru),
- stanovení síly na vytržení,
- ultrazvukové impulsové,
- rezonanční,
- radiometrické (zkoušení objemové hmotnosti a vlhkosti),
- zkoušky přídržnosti – stanovení pevnosti v tahu povrchových vrstev.

Pro stanovení množství a rozmístění výztuže v konstrukci se používají metody (jsou předmětem ***kapitoly 5.6***):

- radiografické,
- magnetické indikátory výztuže.

Veškeré metody je možno použít, pokud pro ně buď byly zpracovány normové předpisy, nebo pokud pro ně byly vypracovány výstižné korelační vztahy mezi sledovanou vlastností a ukazatelem nedestruktivní zkoušky.

V rámci **vyhodnocení** zkoušek se hodnota vlastnosti betonu z ukazatele nedestruktivního měření stanoví buď přímo, nebo pomocí kalibračního vztahu, popř. upřesněním hodnoty určené z obecného nebo směrného kalibračního vztahu (**kalibrační vztah** je závislost mezi ukazateli nedestruktivního měření nebo z nich vypočtených hodnot sledované vlastnosti a ukazateli vlastnosti betonu, zjištěnými obvykle destruktivně na potřebném počtu zkušebních vzorků, vypočtená zpravidla podle ČSN 01 0252 ([98]) a podle potřeby vyjádřená kalibrační křivkou).

5.3.2 Tvrdoměrné metody

Tvrdoměrné zkoušení betonu je předmětem ČSN 73 1373: 2011 Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu ([67]) a ČSN EN 12504-2 (73 1303): 2013 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem ([55]).

Při zkouškách se používá odrazový tvrdoměr, skládající se z ocelového beranu s pružinou, která po uvolnění vymršťuje beran na ocelový razník proti povrchu betonu. Velikost odrazu ocelového beranu od ocelového razníku se zjišťuje na přímkové stupnici, která je připojena k zařízení.

Odrazové tvrdoměry umožňují nedestruktivně zjišťovat **pevnost nebo modul pružnosti** betonu nebo hornin. Lze je použít také pro kontrolu **rovnoměrné kvality betonu**. Tvrdoměry jsou konstruovány s různou energií nárazu podle účelu použití. Nejnovější modely jsou použitelné v širokém rozsahu pevnosti betonu (nebo jiného materiálu) od méně než 10 MPa až po 100 MPa, umožňují automatický výpočet pevnosti zkoušeného materiálu, elektronické ukládání a statistické zpracování naměřených dat i jejich překopírování do PC. Případně je možná i korekce směru nárazu, tvaru povrchu zkoušené konstrukce a jevů závislých na stáří betonu, např. karbonatace.

Existuje několik typů tvrdoměrů, určených pro použití v různých případech (viz ***Tab. 5.3***), včetně zvláštního - tzv. kyvadlového - tvrdoměru pro zkoušení měkčích materiálů, např. lehkého betonu, sádrových desek, čerstvého (resp. tuhnoucího) betonu a malty ve spárách zdiva. Měření je možné od pevnosti zkoušeného materiálu 1 MPa. Rozsah použití základních tvrdoměrů s ohledem na tloušťku, pevnost, vlhkost zkoušeného betonu a zálivek a s ohledem na velikost úderné síly je uvedeno v následující tabulce (podle ČSN 73 1373 [67]). Při použití tvrdoměrů v tabulce neuvedených se postupuje podle návodu výrobce.

Tab. 5.3 Rozsah použití tvrdoměrů (podle ČSN 73 1373 [67])

Použitý tvrdoměr	Vlhkost betonu		Krychelná pevnost betonu MPa	Nejmenší tloušťka vrstvy betonu mm	Nejmenší šířka betonové zálivky mm
	běžné případy	zvláštní případy			
Schmidtův tvrdoměr typu N	A, B	C, D	17 až 60	100	30
L	A, B	C, D	13 až 50	60	30
M	A, B	C, D	25 až 60	200	Nepoužívá se
Špičákový tvrdoměr	B, C, D	-	3 až 30	100	40

Vysvětlivky k označení vlhkosti betonu:
A – beton suchý, tj. s obsahem vlhkosti do 0,3% podle hmotnosti
B – beton přirozeně vlhký - s obsahem vlhkosti zpravidla od 0,5% do 2,5% podle hmotnosti; za takový se považuje beton uložený nejméně 4 dny v ovzduší s teplotou nejméně +15°C s relativní vlhkostí nad 50%, avšak menší než 65%,
C – vlhký beton – s obsahem vlhkosti zpravidla nad 2,5% do 5% podle hmotnosti; za takový se považuje beton uložený nejméně 4 dny v ovzduší s relativní vlhkostí větší než 90%,
D – beton nasycený vodou – s obsahem vlhkosti zpravidla nad 5% podle hmotnosti; za takový se považuje beton uložený nejméně 1 den ve vodním prostředí.

Obr. 5.1 Schmidtův tvrdoměr (Proceq)

5.3.3 Stanovení síly na vytržení

Tato nedestruktivní zkušební metoda je předmětem ČSN EN 12504-3 (73 1303): 2005 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 3: Stanovení síly na vytržení ([56]). Při zkoušce se používá malý kovový kotouč spojený uprostřed s táhlem. Kotouč se osadí do betonu tak, aby táhlo vyčnívalo z povrchu betonu. Následně se zjišťuje síla nutná k vytržení kotouče z betonu. Kotouč je možno zabetonovat při realizaci konstrukce, nebo je možno podobné zařízení osadit i do dodatečně vyvrtaného otvoru. Kotouč musí mít kruhovou hlavu o průměru (25 ± 0,1) mm, průměr táhla je maximálně 0,6-násobek průměru kotouče. Délka táhla, měřená od povrchu betonu k nejbližšímu povrchu kotouče, je stejná jako průměr kotouče.

Sílu na vytržení lze následně převést na pevnost betonu v tahu, případně (po sestavení příslušného kalibračního vztahu) i na pevnost betonu v tlaku.

5.3.4 Ultrazvukové impulzové metody

Ultrazvukové impulzové metody jsou předmětem ČSN EN 12504-4 (73 1303): 2005 Zkoušení betonu – Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu ([57]) a ČSN 73 1371: 2011 Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu ([65]).

Při této zkoušce je elektroakustickým budičem, osazeným na ploše zkoušeného betonu, vyvolán impuls podélných vibrací. Po průchodu známou délkou dráhy v betonu je impuls vibrací přeměněn na elektrický signál snímačem a elektronický časový okruh umožňuje změřit dobu průchodu impulsu.

Na základě prostupu ultrazvukového signálu je možno stanovit pevnost betonu v tlaku, modul pružnosti, je možno ověřit rovnoměrnost kvality betonu, nalézt vnitřní dutiny, trhliny a další defekty. Moderní přístroje umožňují také změřit vzdálenost průchodu signálu konstrukcí, hloubku kolmých trhlin a povrchovou rychlost impulzu. Díky širokému rozsahu pracovních frekvencí mohou být vhodné i pro testování jiných materiálů než betonu, např. keramiky, dřeva apod. Použití metody komplikuje přítomnost výztuže.

Obr. 5.2 Přístroj na ultrazvukové impulsní měření (Proceq Tico)

Přestože směr, ve kterém je vyvíjena maximální energie, je kolmý na plochu budiče, je možné používat i impulsy, které prostupují betonem v jiných směrech. Je proto možné při měření rychlosti šíření impulsu přiložit sondy (budič a snímač) buď na

protilehlé straně desky nebo stěny (tzv. přímé prozvučování), nebo i na stejné straně (tzv. nepřímé – povrchové prozvučování). V případě potřeby je možno umístit sondy i na protilehlých stranách, ale ne přímo proti sobě (tzv. polopřímé prozvučování). Rovněž je možno snímače umístit na kolmé plochy v rohu konstrukce. Nejnovější verze přístroje umožňuje i měřit tloušťku desky pouze z jedné strany (při umístění budiče i snímače na stejném povrchu).

Norma ČSN 73 1371 ([65]) navíc uvádí i stanovení dynamického modulu pružnosti v tlaku a v tahu E_{cu}.

5.3.5 Rezonanční metoda

Touto metodou se zabývá ČSN 73 1372 : 2012 Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu ([66]). Metoda je založena na měření vlastních frekvencí při podélném, příčném nebo kroutivém kmitání. Na základě jejich vyhodnocení je možno stanovit vybrané parametry betonu, především dynamické moduly pružnosti (v tahu a v tlaku, ve smyku), dynamický Poissonův součinitel a charakteristiky tlumení betonu. Dynamický modul pružnosti má vyšší hodnotu než statický modul pružnosti, stanovený na zkušebních tělesech zatěžováním v hydraulickém lisu. Tento rozdíl se může pohybovat i okolo 20%, pro betony vyšších tříd je rozdíl menší, pro vlhké betony naopak větší.

Z vyhodnocených charakteristik lze odvodit i další vlastnosti - např. rovnoměrnost pevnosti u betonových výrobků ve výrobně, změny kvality betonu s časem, změny pevnosti. Metodu lze použít i k určení změn fyzikálně mechanických vlastností betonu, např. v důsledku jeho degradace.

Pro zkoušení se používají zkušební tělesa ve tvaru hranolů, válců nebo jiných geometrických tvarů uvedených v informativní příloze normy. Zkušební tělesa mohou být odebrána z konstrukce nebo zhotovena na stavbě či v laboratoři. Podle zásad a metodiky uvedené normy lze zkoušet i zkušební tělesa z jiných materiálů, pokud je možné na nich spolehlivě změřit vlastní frekvence kmitání.

5.3.6 Zkouška přídržnosti – stanovení pevnosti v tahu povrchových vrstev

Stanovením pevnosti v tahu povrchových vrstev se zabývá ČSN 73 1318: 1987 Stanovení pevnosti betonu v tahu ([60]) a ČSN EN 1542 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Zkušební metody – Stanovení soudržnosti odtrhovou zkouškou ([70]).

Podstatou zkoušky přídržnosti (tzv. odtrhové zkoušky) je změření síly, která je potřebná k odtržení povrchové vrstvy (např. povrchové vrstvy betonu, vrstvy sanačního materiálu na povrchu konstrukce apod.) o určité ploše od podkladu kolmým tahem. Lomová plocha se vymezí pomocí jádrového navrtání betonu kolem terče. Zkoušku je možno provést na:

- zkušebních vzorcích o nejmenších rozměrech 250 mm x 250 mm x 40 mm,
- dílci,
- konstrukci.

Ke zkoušce jsou zapotřebí:

- kovové kruhové terče o ploše 2500 mm^2,
- trhací přístroj.

Pro zjištění přídržnosti se použije vhodný trhací přístroj, který vyvine na 1 mm^2 zkoušené plochy tahovou sílu nejméně 0,8 N. Výsledky podstatně závisí také na rychlosti zatěžování. Moderní přístroje opatřené motorem proto umožňují provedení zkoušky automaticky, stejně jako automatické ukládání naměřených dat.

Při zkoušce se rozlišují dva způsoby porušení: adhezní a kohezní. Při adhezím porušení dojde k rozpojení na kontaktu dvou vrstev, buď na kontaktu terče a betonu nebo reprofilačního materiálu a původní konstrukce. Kohezní porušení znamená dosažení pevnosti materiálu v tahu.

Obr. 5.3 Přístroj na odtrhovou zkoušku (Proceq Dyna)

5.4 Trvanlivostní parametry betonu

5.4.1 Vlhkost betonu

Vlhkost betonu ovlivňuje různé mechanismy porušování betonu - má vliv na chemické, fyzikální, elektrochemické i biologické procesy. Bez přístupu vlhkosti nemůže probíhat koroze ocelové výztuže. Stanovení vlhkosti betonu je nutné například i před prováděním izolačních nebo sanačních vrstev. Obvyklá hodnota vlhkosti betonů běžného složení při teplotě 20°C a relativní vlhkosti okolního prostředí 65% bývá 3 až 5% objemových, což odpovídá asi 1,5 až 2% hmotnostním.

Vlhkoměry jsou opatřeny sondami, kterými se měří vlhkost uvnitř betonu – buď se do betonu vyvrtá otvor, nebo se otvor zřídí již při betonáži (min. průměr otvoru je cca 8 mm). Přístroj umožňuje měřit vlhkost i teplotu. Dvojicí sond je možno měřit současně parametry betonu i okolního prostředí.

Vlhkost je možno měřit také na vzorcích odebraných z konstrukce. Vzorek se musí okamžitě po odběru uložit do neprodyšného obalu, aby při transportu a skladování nedošlo ke změně vlhkostních poměrů vzorku v porovnání s konstrukcí, z níž byl

odebrán. Vzorek je možno odebírat kladivem a sekáčem, jeho vlhkost je následně stanovena v gravimetrické laboratoři.

5.4.2 Pórovitost a propustnost betonu

Propustnost betonu (cementového tmelu i kameniva) má zásadní vliv na trvanlivost konstrukce, protože na její míře závisí jak mrazuvzdornost, tak i množství a rychlost, jakou agresivní látky pronikají do konstrukce a k výztuži. Propustnost povrchové vrstvy betonu pro vzduch je možno zkoušet s přístrojem, který zahrnuje vakuovou dvoukomoru a regulátor tlaku. Při měření se zjišťuje doba potřebná pro pokles tlaku v utěsněném otvoru přímo na konstrukci. Přístroj umožňuje stanovit odolnost povrchové (krycí) vrstvy betonu proti pronikání vzduchu i dalších agresivních látek jak v plynném, tak i kapalném skupenství. Při tom je však třeba zjistit i vlhkost betonu, protože výsledky jsou velmi citlivé na množství vody v pórech.

Propustnost je možno měřit i destruktivně – z konstrukce se odeberou jádrové vývrty (válečky) o výšce 10 až 30 mm a vloží se do měřicí buňky, kde vzorkem projde stanovené množství plynu.

Obr. 5.4 Přístroj na testování propustnosti betonu (Proceq Torrent)

5.4.3 Stanovení hodnoty *pH* a hloubky karbonatace

Výztuž v betonu je chráněna proti korozi, pokud je jeho *pH* alespoň 11,5 (tzv. pasivační funkce betonu). Pokud vlivem karbonatace, obsahu chloridů apod. hodnota *pH* klesne pod cca 9, beton tuto pasivační schopnost ztrácí. Postupný pokles hodnoty *pH* betonu (neutralizaci) můžeme určovat acidobazickými indikátory (kolorimetrický test) nebo potenciometrickým měřením *pH*-metrem.

Na měření *pH*-metrem je třeba odebrat jádrový vývrt z konstrukce a ten rozřezat na vzorky podle vzdálenosti od povrchu. Beton se poté rozemele a míchá několik hodin s destilovanou vodou. Po sedimentaci se měří hodnota *pH* roztoku.

Na místě je možno zjistit hodnotu *pH* betonu acidobazickými indikátory, které mění barvu v závislosti na *pH* prostředí. Obvykle se užívá roztoku fenolftaleinu v ethanolu, který se nanese na čerstvou lomovou nebo řeznou plochu (co nejdříve po odběru). Podle barevné změny je možno spolehlivě identifikovat oblasti betonu s vyšším *pH* než 8,2 - beton nezasažený karbonatací se zbarví do fialova, zatímco beton zasažený karbonatací zůstane v původní barvě (šedý). V rozmezí *pH* 8,2 až 10 se intenzita červenofialového zbarvení postupně zvyšuje. Pro přesnější měření v terénu je vhodné

používat kombinaci acidobazických indikátorů podle hodnoty *pH* při změně barvy – m-nitrofenol (změna při *pH* 8,0), fenolftaleinu (9,5), thymolftalein (10,0) a nitramin (11,5).

Pro informativní stanovení *pH* betonu a hloubky karbonatace se může použít postupný odběr prachových vzorků při vrtání příklepovou vrtačkou. Vzorek z určité vzdálenosti od povrchu se na hodinovém skle navlhčí kapkou nitraminu a poté se postupně přidá kapka roztoku thymolftaleinu a m-nitrofenolu. Orientačně se tak dá podle hloubky vývrtu zjistit hloubka a stupeň karbonatace betonu.

5.4.4 Stanovení obsahu chloridových a síranových iontů

Kontaminace chloridy se vyjadřuje v % hmotnosti pojiva (cementu). Při zkoušce se z malého vrtu odebírá vyvrtaný prach (pro stanovení množství chloridů v různé hloubce pod povrchem se prach z různých hloubek vyhodnocuje samostatně), z prachu se připraví roztok (výluh) a v něm se stanovuje množství chloridových iontů Cl^- rozpustných ve vodě. Za hranici, při které již hrozí koroze výztuže i v napohled zdravém betonu, se považuje množství cca 0,4%.

Při zjišťování obsahu ve vodě rozpuštěných chloridů se používá argentometrická metoda, u které se na čerstvou lomovou plochu nanese 1% roztok dusičnanu stříbrného ($AgNO_3$) a následně se pokape roztokem 5% dichromanu draselného ($K_2Cr_2O_7$). Pokud beton obsahuje chloridové ionty nad hranicí citlivosti metody (≥0,4%), zbarví se povrch do fialova, při nepřítomnosti chloridových iontů do červenohněda. Podobně je možné použít argentometrickou zkoušku při odběru prachových vzorků odvrtáním a pro stanovení potřebné hloubky vývrtu. Na hodinovém sklíčku se destilovanou vodou navlhčí prachový vzorek a přidá se kapka roztoku dusičnanu stříbrného. V případě přítomnosti chloridových iontů se objeví bílý zákal, který časem začne fialovět.

Obsah síranových iontů se stanovuje gravimetricky. Odebrané vzorky je třeba nadrtit, homogenizovat a vysušit. Vzorek se rozpustí v kyselině chlorovodíkové (HCl) a filtrací se odstraní kyselina křemičitá. Ve filtrátu se vysrážejí síranové ionty pomocí roztoku chloridu barnatého ($BaCl_2$). Získaná sraženina síranu barnatého ($BaSO_4$) se po odfiltrování vyžíhá a zváží. Výsledek se přepočítá na procentuální obsah SO_3 v betonu. Výsledek se může porovnat s obsahem SO_3 v nekontaminovaném betonu a z toho vyvodit intenzitu průniku síranových iontů do vyšetřované konstrukce.

5.4.5 Nepřímé zjišťování stavu betonářské výztuže

O stavu betonářské výztuže může nepřímo vypovídat množství faktorů. Rychlost koroze betonářské výztuže ovlivňuje tloušťka krycí vrstvy betonu, pórovitost a nasákavost povrchových vrstev, pevnost betonu a obsah cementu, odolnost betonu proti působení vody a chemických látek, hloubka a stupeň karbonatace, obsah chloridů a elektrická vodivost betonu.

Protože koroze je elektrochemický proces, je možné pro zjištění koroze nebo možnosti koroze i v napohled neporušené konstrukci použít například i měření potenciálů polí poločlánkovou metodou nebo měření proudové hustoty. Tím je možno včas vytipovat oblasti povrchu konstrukce, které je nutno proti korozi ošetřit; naopak je možno i ověřit, že koroze v dané době a dané oblasti konstrukci nehrozí.

Elektrický odpor nebo vodivost betonu je nepřímým kritériem pro hodnocení stupně pasivace výztuže alkalickým prostředím betonu. Má přímou vazbu nejen na pravděpodobnost koroze výztuže a rychlost jejího postupu, ale má vztah také k difuzi chloridů a dokonce i k rané pevnosti betonu v tlaku. Elektrická vodivost suchého betonu je nízká a zvyšuje se s obsahem vlhkosti. Vodivost pórovitého a vodou nasáklého betonu je řádově vyšší než u betonu suchého. Elektrický proud prochází betonem (především tekutou výplní pórů) jako elektrolytem. Mezi elektrickým odporem betonu a jeho propustností pro kapaliny a plyny existuje úzký vztah. Pórovitý beton je elektricky vodivější a zároveň jím může k výztuži pronikat větší množství kyslíku, vody a chemických látek, které urychlují korozi výztuže. Výztuž je spolehlivě pasivována, když měrný elektrický odpor betonu převyšuje hodnotu 5 až 7×10^6 Ωm. Může se měřit z povrchu konstrukce nebo z hloubky asi 25 mm z vyvrtaného otvoru – potom je třeba zajistit, aby měřicí elektrody nebyly v kontaktu s výztuží.

V terénu dobře použitelná metoda je měření elektrodového potenciálu na povrchu betonu. Je založena na měření elektrochemického potenciálu vytvářeného na stykové ploše kovu s elektrolytem. Kontakt s výztuží se zajistí obnažením výztuže na jednom místě a pak se velmi přesným impedančním voltmetrem měří elektrický potenciál v různých bodech konstrukce. Využívá se přitom toho, že betonářská výztuž v prvku bývá vodivě propojena. Elektrodový potenciál výztuže v betonu je ukazatelem její korozní aktivity. Při použití kalomelové elektrody se udávají hodnoty reprezentující aktivní nebo pasivní podmínky: do – 200 mV je 90% pravděpodobnost, že koroze neprobíhá, nad – 350 mV je 90% pravděpodobnost, že výztuž koroduje. Mezi těmito hodnotami není koroze výztuže jistá. Hodnotu elektrodového potenciálu ovlivňuje řada faktorů, například povaha kovu, částice adsorbované na jeho povrchu, napětí v kovu, vlastnosti elektrolytu nebo teplota prostředí. Doporučuje se proto provést kalibrační měření a ověřit předpoklady lokálním obnažením výztuže.

Obr. 5.5 Přístroj pro vyšetřování stavu výztuže (Proceq Canin+)

Metoda měření elektrického odporu výztuže využívá na sledování koroze změnu průřezové plochy výztužných prutů v důsledku koroze. Se zmenšením průřezové plochy dochází ke zvyšování elektrického odporu. Relativní změna odporu bude tím větší, čím menší bude počáteční průřez výztuže. Metoda je vhodná spíše ke zjišťování rovnoměrné koroze, které probíhá po celé délce výztužného prutu.

Korozní úbytky výztuže je možno stanovit pomocí analýzy průřezu odebrané výztuže mikroskopem. Zároveň je nutno konstatovat, že vlivem koroze nedochází jen

k oslabení průřezu, ale i ke zhoršení mechanických vlastností výztuže a jejího spolupůsobení s okolním betonem.

5.5 Mechanické vlastnosti betonu - destruktivní metody

5.5.1 Pevnost betonu v tlaku - obecně

Principy pro stanovení pevnosti betonu v tlaku u stávajících (resp. existujících – například i nových prefabrikátů) konstrukcí, požadavky na počty zkušebních těles a způsoby vyhodnocení zkoušek jsou předmětem ČSN EN 13791 (73 1303): 2007 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích ([58]). Destruktivní zkoušky je možno používat buď samostatně, nebo pro kalibraci nepřímých metod zkoušení (viz též ***kapitola 5.3.1***).

Vývrty musí být odebrány, vyšetřeny a připraveny podle ČSN EN 12504-1 ([54]) a vyzkoušeny podle ČSN EN 12390-3 ([48]). V případech, kdy je to možné, musí být vývrty nejméně 3 dny před zkoušením vystaveny laboratornímu prostředí. Jestliže se pevnost betonu v tlaku v konstrukci stanoví:

- zkoušením vývrtu se jmenovitým průměrem 100 mm a s délkou rovněž 100 mm, získají se hodnoty pevnosti ekvivalentní hodnotám při zkoušce krychle o hraně 150 mm, vyrobené a ošetřované stejným způsobem,
- zkoušením vývrtu se jmenovitým průměrem nejméně 100 mm a nejvíce 150 mm a s poměrem délky k průměru 2,0, získají se hodnoty pevnosti ekvivalentní hodnotám při zkoušce válce o průměru 150 mm a délce 300 mm, vyrobeného a ošetřovaného stejným způsobem,
- zkoušením vývrtů o průměrech od 50 mm do 150 mm a s jinými poměry délek a průměrů, musí být převedení výsledků zkoušek založeno na vhodně stanovených převodních součinitelích.

Posouzení pevnosti betonu v tlaku v konstrukci musí být založeno na nejméně třech vývrtech o jmenovitém průměru 100 mm. Pokud je jmenovitý průměr vývrtů menší než 100 mm, musí se počet vývrtů zvětšit. Vždy se má odebrat maximální, v daném případě možný počet vývrtů; přitom každé zkušební místo představuje jeden vývrt. Pro odběr vývrtů se musí vzít v úvahu každá konstrukční část. Charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci se posuzuje podle ČSN EN 13791 (73 1303): 2007 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích ([58] - viz též ***kapitola 5.3.1***):

- postupem A, pokud je k dispozici nejméně 15 vývrtů,
- postupem B, když jsou k dispozici 3 až 14 vývrtů.

Při použití postupu B se obvykle dosáhne nižších odhadů hodnot charakteristických pevností než při použití postupu A, protože při nutnosti zajistit stejnou úroveň spolehlivosti je nejistota spojená s malým počtem výsledků zkoušek vyšší. Pokud se v takovém případě zdají být odhady charakteristických pevností betonu v tlaku v konstrukcích příliš konzervativní, doporučuje se odebrat větší počet vývrtů nebo použít metodu kombinující výsledky získané na vývrtech a výsledky nepřímé metody (viz též ***kapitola 5.3.1***).

5.5.2 Požadavky na odběr zkušebních těles a stanovení pevnosti v tlaku

Požadavky na odběr zkušebních těles ze stávajících konstrukcí jsou uvedeny v ČSN EN 12504-1: 2009 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku ([54]).

Odběry vývrtů je možno provádět pouze v místech, kde tím nebude ohrožena spolehlivost konstrukce. Proto je vhodné odběr těles omezit na nutné minimum a doplnit destruktivní zkoušky výsledky nepřímých (nedestruktivních) metod.

Dále se mají vývrty odebírat přednostně v místech, která nejsou v blízkosti spár nebo hran konstrukcí a pokud možno tam, kde je málo nebo žádná výztuž - je nutno zajistit, aby vývrty pro stanovení pevnosti v tlaku neobsahovaly žádnou betonářskou výztuž ve směru (ani přibližně) své podélné osy. Jestliže se narazí na příčnou výztuž, je nutno zaznamenat její průměr a umístění. Důležitá je rovněž velikost zrn kameniva - pokud je poměr velikosti maximálního zrna kameniva v betonu k průměru vývrtu větší než přibližně 1:3, má to již značný vliv na zjištěnou pevnost betonu. Z hlediska vlastního provádění odběru platí, že (pokud není stanoveno jinak) vývrty se vyvrtávají kolmo k povrchu konstrukce.

Doporučený poměr délky vývrtu k průměru je 2,0, jestliže se má pevnost porovnávat s válcovou pevností a 1,0, jestliže se má pevnost porovnávat s krychelnou pevností.
Ihned po skončení vrtání se musí každý vývrt jasně a nesmazatelně označit. Následně je nutno změřit průměr vývrtu d_m (s přesností ± 1%), délku vývrtu (maximální i minimální, po úpravě koncováním podle přílohy A k ČSN EN 12390-3, s přesností ± 1%) a průměr a polohu případné výztuže (s přesností na 1 mm). Vývrty s trhlinami, dutinami nebo s nepevným koncováním není možno zkoušet.

Zkouška pevnosti v tlaku se provádí podle ČSN EN 12390-3 ([48] - viz ***kapitola 5.5.4***) zkušebním lisem, který vyhovuje ČSN EN 12390-4 ([49]). Principy vyhodnocení pevnosti betonu v konstrukci jsou v ***kapitole 5.3.1*** a ***5.5.1***.

5.5.3 Tvar a rozměry zkušebních těles

Tvar, rozměry a tolerance betonových zkušebních těles vyráběných ve tvaru krychlí, válců a hranolů, stejně jako požadavky na formy používané při jejich výrobě, jsou uvedeny v ČSN EN 12390-1: 2013 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy ([46]). Norma se nezmiňuje se o požadavcích na vývrty z existujících konstrukcí, vzhledem k podobnosti tvaru zde uvádíme požadavky na válcová tělesa vyrobená z čerstvého betonu při betonáži – viz ***Tab. 5.4***.

Tab. 5.4 Zkušební válce – jmenovité průměry

d (mm)	100	113[1)]	150	200	250	300
[1)] Této hodnotě odpovídá zatěžovaná plocha přibližně 10 000 mm^2						

Výška válce musí být rovna dvojnásobku jeho průměru. Tolerance od zvoleného průměru d je 1,0%. Tolerance rovinnosti od předpokládaných rozměrů zatěžovaných ploch je ± 0,0006d [mm]. Tolerance kolmosti povrchové přímky válce vzhledem ke

koncovým plochám je 0,007*d* [mm]. Tolerance výšky (2*d*) je 5%. Pro zkušební tělesa, která budou použita pro zkoušky pevnosti v příčném tahu, je tolerance přímosti povrchové přímky válce 0,2 mm. Koncové úpravy zkušebních těles se provádějí podle přílohy A k ČSN EN 12390-3.

5.5.4 Stanovení pevnosti betonu v tlaku zkušebních těles

Stanovením pevnosti v tlaku zkušebních těles se zabývá ČSN EN 12390-3: 2009 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: pevnost v tlaku zkušebních těles ([48]). Pro zkoušku se jako zkušební tělesa používají krychle, válce nebo vývrty, vyhovující požadavkům ČSN EN 12350-1 ([34]), ČSN EN 12390-1 ([46]), ČSN EN 12390-2 ([47]) nebo ČSN EN 12504-1 ([54]). Jestliže rozměry zkušebního tělesa nevyhovují dovoleným odchylkám pro jmenovitý rozměr uvedený v ČSN EN 12390-1, musí se zkušební těleso vyřadit, upravit podle přílohy A k ČSN EN 12390-3 nebo je dovoleno ho odzkoušet podle přílohy B k ČSN EN 12390-3.

Pokud je požadováno, aby zkušební tělesa byla v nasyceném stavu, uloží se ve vodě o teplotě (20 ± 2)°C po dobu nejméně 48 hodin před zkoušením. V takovém případě je nutno před provedením zkoušky otřít vodu z povrchu. Stav vlhkosti povrchu tělesa (vlhký/suchý) v době zkoušky se musí zaznamenat. Před zkouškou se rovněž odstraní veškerý uvolněný materiál z povrchu zkušebního tělesa na plochách, které budou v dotyku s tlačnými deskami lisu.

Krychle se osadí tak, aby směr zatěžování byl kolmý na směr ukládání betonu. Těleso se umístí na střed spodní tlačné desky s přesností 1% určené velikosti krychle nebo průměru zkušebních válců.

Pro zatěžování se nastaví konstantní rychlost (0,6 ± 0,2) MPa/s. Po nastavení počátečního zatížení, které nemá být vyšší než přibližně 30% zatížení při porušení, se zatěžuje plynule, bez nárazu, a nepřetržitě se zvyšuje stanovenou rychlostí s přípustnou odchylkou ± 10% až do porušení. Po porušení zkušebního tělesa se zaznamená maximální zatížení v kN. Rovněž je nutno posoudit, zda k porušení zkušebního tělesa došlo vyhovujícím nebo nevyhovujícím způsobem (s využitím obrázků uvedených v normě). Příčinou nevyhovujícího způsobu porušení může být nedostatečná pečlivost při postupu zkoušení, zvláště osazení zkušebního tělesa, nebo chyba zkušebního lisu.

Pevnost v tlaku je následně dána vztahem (zaokrouhlí se na 0,1 MPa):

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$, kde: (5.1)

f_c je pevnost v tlaku v MPa (N/mm^2),

F je maximální zatížení při porušení v N,

A_c je průřezová plocha zkušebního tělesa (v mm^2), na kterou působí zatížení v tlaku, vypočtená ze jmenovité velikosti tělesa (viz ČSN EN 12390-1) nebo ze změřených rozměrů tělesa podle přílohy B k ČSN EN 12390-3.

5.5.5 Stanovení pevnosti betonu v tahu zkušebních těles

U betonu můžeme zjišťovat a stanovit řadu různých hodnot pevností v tahu, jako:

- pevnost v tahu ohybem,
- pevnost v příčném tahu,
- pevnost v dostředném tahu,
- pevnost v přídržnosti (tzv. odtrhová; tato zkouška se uvažuje jako nedestruktivní a je popsána v ***kapitole 5.3.6***).

Stanovením **pevnosti v tahu ohybem** se zabývá ČSN EN 12390-5 (73 1302): 2009 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 5: Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles ([50]). Zkušební tělesa musí být hranoly, vyhovující ČSN EN 12390-1. Tělesa zhotovená ve formách musí vyhovovat ČSN EN 12350-1 a ČSN EN 12390-2. Lze také zkoušet vyřezaná zkušební tělesa, která vyhovují požadavkům ČSN EN 12390-1.

Zařízení pro zatěžování sestává ze dvou podpěrných válečků a dvou horních zatěžovacích válečků, kloubově připojených k příčnému závěsu, který rozděluje zatížení z lisu stejnoměrně mezi oba válečky (jedná se o tzv. “čtyřbodový ohyb“). Při zkoušce se nastaví konstantní rychlost zatěžování v rozsahu od 0,04 MPa/s do 0,06 MPa/s. Po vnesení počátečního zatížení, které nemá být vyšší než asi 20% předpokládaného zatížení při porušení, se zkušební těleso dále přitěžuje plynule, bez nárazu, a zatížení se nepřetržitě zvyšuje stanovenou konstantní rychlostí ± 1% (*spíše asi ± 10%, pozn. aut.*) až do porušení. Směr zatěžování musí být kolmý na směr ukládání betonu. Výsledná pevnost v tahu ohybem (při čtyřbodovém ohybu) je dána vztahem:

$$f_{cf} = \frac{Fl}{d_1 d_2^2}$$, kde: (5.2)

f_{cf} je pevnost v tahu ohybem v MPa,
F je maximální zatížení v N,
l je vzdálenost mezi podpěrnými válečky v mm,
d_1 a d_2 jsou rozměry příčného řezu tělesa v mm.

Pevnost v tahu ohybem se zaokrouhlí na nejbližší 0,1 MPa. Alternativně je možno provést zkoušku i s jedním horním zatěžovacím válečkem (pak se jedná o tzv. “tříbodový ohyb“). V takovém případě se postupuje podle ČSN EN 12390-5, příloha A, jiným způsobem se samozřejmě také vyhodnotí výsledná pevnost. Metoda zatěžování jedním břemenem uprostřed dává výsledky asi o 13% vyšší, než při zatěžování dvěma břemeny.

Pro převod na pevnost v dostředném tahu je možno použít vztahy uvedené v ***kapitole 2.1.4.2***.

Stanovením **pevnosti betonu v příčném tahu** se zabývá ČSN EN 12390-6 (73 1302): 2010 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 6: pevnost v příčném tahu zkušebních těles ([51]). Při této zkoušce je zkušební těleso vystaveno tlaku v úzkém pruhu po jeho délce. Výsledná kolmá tahová síla způsobí porušení tělesa příčným tahem.

Zkouška se provádí na zkušebních tělesech, která musí být válcová a musí vyhovovat ČSN EN 12390-1 (pokud jsou vyrobena ve formách, tak musí vyhovovat i ČSN EN 12390-2). U vývrtů poměr délky k průměru válce nemůže být nižší než 1. Při zkoušce se nastaví konstantní rychlost zatěžování v rozsahu od 0,04 MPa/s do 0,06 MPa/s. Po vnesení počátečního zatížení, které nemá přesáhnout asi 20% předpokládaného zatížení při porušení, se zatěžuje plynule, bez nárazu, a zatížení se nepřetržitě zvyšuje stanovenou konstantní rychlostí ± 10% až do porušení. Výsledná pevnost v příčném tahu je dána vztahem:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi L d} \quad \text{, kde:} \qquad (5.3)$$

f_{ct} je pevnost v příčném tahu MPa,
F je maximální zatížení v N,
L je délka dotykové přímky tělesa v mm,
d je zjištěný příčný rozměr tělesa v mm.

Výjimečně je pro zkoušku možno použít i krychle nebo hranoly, pak se postupuje podle přílohy A stejné normy. Výsledek získaný při zkoušení betonového hranolového zkušebního tělesa je přibližně o 10% vyšší než při zkoušení válcového tělesa ze stejného betonu.

Stanovení **pevnosti betonu v osovém tahu** je předmětem ČSN 73 1318: 1986 Stanovení pevnosti betonu v tahu ([60]). Pevnost v prostém tahu se zkouší na nevyztužených hranolech nebo válcích. Základními tělesy jsou válec o průměru 100 mm a hranol průřezu 100 mm x 100 mm, přičemž délka tělesa je minimálně dvojnásobek základního příčného rozměru. Ve zvláštních případech se připouští válce o průměru 150 mm. U zkušebních těles vyjmutých z konstrukce se připouští štíhlostní poměr l = 1 až 2 (tj. poměr výšky k průměru). Na koncové plochy zkušebního vzorku se přilepí ocelové kruhové desky, upravené pro spojení s kloubovým zařízením k upnutí do trhacího stroje. Při zkoušce musí být zajištěno rovnoměrné rozdělení napětí po průřezu. Pevnost betonu v tahu R_t v MPa je dána vztahem:

$$R_t = \frac{F}{A} k_t \quad \text{, kde:} \qquad (5.4)$$

F je největší dosažená síla v N,
A je vypočtená velikost plochy průřezu v místě roztržení zkušebního tělesa v mm^2, stanovená ze změřených rozměrů příčného řezu; rozměry průřezu je nutno stanovit s přesností 1 mm,
k_t je převodní součinitel pevnosti v prostém tahu zjištěné na tělesech menšího štíhlostního poměru l než 2, který se určí podle tabulky uvedené v normě.

Hodnoty R_t se zaokrouhlují na jedno desetinné místo.

5.5.6 Stanovení statického modulu pružnosti betonu v tlaku

Stanovením statického modulu pružnosti v tlaku se zabývá ČSN ISO 6784 (73 1319): 2003 Beton. Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku ([61]; připravuje se však zrušení této normy a její nahrazení normou ČSN ISO 1920-10). Norma určuje metodu

pro stanovení statického modulu pružnosti v tlaku ztvrdlého betonu na zkušebních tělesech, která mohou být vyrobena ve formách nebo odebrána z konstrukce. Jako zkušební tělesa se používají přednostně válce o průměru 150 mm a o výšce 300 mm. Je ale možné použít i jiná zkušební tělesa obecně vyhovující požadavkům ČSN ISO 1920, ale jen za předpokladu, že poměr délky k průměru je v rozmezí $2 \leq L/d \leq 4$ a průměr *d* je nejméně čtyřnásobek velikosti největšího zrna kameniva v betonu. Pokud u zkušebních těles z konstrukce vyvrtávaných nebo vyřezávaných tyto požadavky nemohou být splněny, musí být tato skutečnost uvedena ve zprávě o zkoušce. Statický modul pružnosti v tlaku E_c v MPa, stanovený jako sečnový modul, se vypočítá ze vztahu:

$$E_c = \frac{Ds}{De} \quad \text{, kde:} \qquad (5.5)$$

Ds je rozdíl v napětí, odpovídající základnímu napětí 0,5 MPa a hornímu napětí v hodnotě jedné třetiny pevnosti betonu v tlaku. Ve zvláštních případech může být použito horní zatěžovací napětí v rozmezí mezi jednou třetinou a jednou polovinou pevnosti v tlaku, což ale musí být uvedeno ve zprávě o zkoušce,

De je rozdíl v poměrném přetvoření; přetvoření je nutno měřit nejméně na dvou protilehlých stranách zkušebního tělesa.

Pevnost betonu v tlaku se stanoví v předstihu na třech srovnávacích zkušebních tělesech, která jsou stejná velikostí i tvarem jako tělesa, jež budou použita pro stanovení statického modulu pružnosti a která byla vyrobena a ošetřována za obdobných podmínek způsobem stanoveným v ČSN ISO 4012 ([59]). Jestliže výjimečně nejsou srovnávací zkušební tělesa k dispozici, pevnost v tlaku může být odhadnuta a způsob odhadu pak musí být ve zprávě o zkoušce popsán.

Při stanovení statického modulu pružnosti se zkušební těleso s osově osazenými přístroji vloží dostředně do zkušebního lisu. Vyvodí se základní napětí s_b (tj. 0,5 MPa) a zaznamenají se údaje na všech přístrojích. Napětí se zvyšuje plynule s časovým nárůstem tlaku (0,6 ± 0,4) MPa za sekundu do hodnoty horního zatěžovacího napětí, obvykle odpovídající jedné třetině pevnosti betonu v tlaku ($s_a = f_c/3$). Napětí se udržuje po dobu 60 s a v průběhu následujících 30 s se opět odečtou údaje na všech přístrojích. Jestliže se jednotlivá vypočtená přetvoření liší o více než 20% od své průměrné hodnoty, opraví se centrace zkušebního tělesa a celý postup se opakuje. Jestliže není možné zmenšit rozdíly pod 20%, výsledek zkoušky není možno uvažovat.

Jestliže se prokázalo, že centrování je dostatečně přesné, sníží se zatížení na základní napětí stejnou rychlostí, jaká byla použita při zatěžování. Tento předběžný cyklus se nejméně dvakrát opakuje se stejnou rychlostí zatěžování a odlehčování a s udržováním napětí na hodnotách s_a a s_b po dobu 60s. Po dokončení posledního předběžného zatěžovacího cyklu se vyčká 60 s při napětí s_b = 0,5 MPa a během následujících 30 s se zaznamenají poměrná přetvoření e_b.

Zkušební těleso se znovu zatíží předepsanou rychlostí na napětí s_a a během 30 s se zaznamenají poměrná přetvoření e_a.

Po dokončení měření se zatížení zkušebního tělesa zvětšuje předepsanou rychlostí až do porušení. Jestliže se pevnost zkušebního tělesa liší od f_c o více než 20%, je nutno tuto okolnost uvést ve zprávě o zkoušce.

Průměrná poměrná přetvoření ε_a a ε_b se vypočítají ze všech měřených míst v uvedeném měřeném zatěžovacím cyklu (následujícím po centrování a vykonání nejméně dvou předběžných zatěžovacích cyklů). Statický modul pružnosti v tlaku E_c v MPa je dán vzorcem:

$$\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b} \quad \text{, kde:} \qquad (5.6)$$

σ_a je horní zatěžovací napětí v MPa (obvykle $\sigma_a = f_c/3$),
σ_b je základní napětí (tj. 0,5 MPa),
ε_a je průměrné poměrné přetvoření při horním zatěžovacím napětí,
ε_b je průměrné poměrné přetvoření při základním napětí.

Výsledek se zaokrouhlí na nejbližších 500 MPa při hodnotách nad 10 000 MPa a na nejbližších 100 MPa při hodnotách pod 10 000 MPa.

Kromě statického modulu pružnosti v tlaku je možno stanovit také tzv. dynamický modul pružnosti betonu v tlaku i v tahu – postup je popsán v ***kapitole 5.3.4*** a ***5.3.5*** (metoda se uvažuje jako nedestruktivní).

5.5.7 Trvanlivostní parametry

Testováním základních trvanlivostních parametrů se zabývají například následující normy:

ČSN P CEN/TS 12390-9 (73 1302): 2007 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 9: Odolnost proti zmrazování a rozmrazování – Odlupování

ČSN P CEN/TS 12390-11 (73 1302): 2010 Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 11: Stanovení chloridovzdornosti betonu, jednosměrná difúze

ČSN 73 1323: 1989 Stanovenie hmotnosti zložiek betónu

ČSN 73 1380: 2007 Zkoušení odolnosti betonu proti zmrazování a rozmrazování – Porušení vnitřní struktury

Opravy betonových konstrukcí jsou předmětem ČSN EN 1542 a norem řady ČSN EN 1504.

5.6 Destruktivní i nedestruktivní metody pro zjišťování množství, polohy, stavu a vlastností výztuže

5.6.1 Zjišťování polohy, průměru a krytí betonářské výztuže

Pro **nedestruktivní** stanovení množství a polohy výztuže je možno použít magnetické indikátory výztuže, speciální přenosný radar (GPR) nebo radiografické metody.

V případě potřeby je možno výztuž zjišťovat také **destruktivně**, tzn. odstraněním krycí betonové vrstvy.

Magnetické indikátory výztuže umožňují lokalizovat pruty výztuže pod betonovou krycí vrstvou pomocí metod založených na měření změny magnetického pole, způsobené přítomností feromagnetického materiálu. Pomocí nejnovějších modelů je možno také současně změřit tloušťku krycí vrstvy i průměr prutu. Naměřená data je možno z přístroje přehrát do PC a statisticky vyhodnotit. Případně je možno určit i orientaci prutů a dvourozměrné zobrazení rozložení prutů i rozložení tlouštěk krycí vrstvy. Je možná určitá korekce vlivu okolních prutů a určení středu vzdálenosti mezi pruty. Udávaná maximální hloubka detekované výztuže pod povrchem betonu je cca 180 mm. Výztuž v dalších vrstvách nelze tímto způsobem zjistit, problematické je rovněž zjišťování svařovaných sítí. Nicméně u nejnovějších verzí přístroje je možno detekovat dvě vrstvy výztuže nad sebou, pokud jsou uspořádány v úhlu 90°.

Obr. 5.6 Přístroj pro nedestruktivní vyšetřování výztuže (Proceq Profometer 5)

Přenosný radar (GPR) (o hmotnosti cca 1 kg) lze použít pro průzkum betonových konstrukcí do větší hloubky pod povrchem (cca 300 mm). Je možno s ním nalézt pruty výztuže i při složitějším uspořádání a do určité míry i v několika vrstvách nad sebou. Výsledky je možno zobrazit graficky v půdoryse nebo v řezu.

Radiografické metody jsou předmětem ČSN 73 1376: 1975 Radiografie betonových konstrukcí a dílců ([68]). Metoda využívá záření, které prochází zkoušeným předmětem a je jím zeslabováno. Účinky zeslabeného záření jsou zachyceny na film nebo jiné médium na opačném povrchu konstrukce a následně vyhodnoceny. Ke zkoušení se využívá rentgenové záření i záření gama. Výsledky měření jsou zaznamenány na tzv. radiogram, tzn. snímek zkoušeného předmětu, provedený pronikavým zářením.

Metodu je možno použít pro zjišťování betonářské i předpínací výztuže, stejně jako vad a defektů zkoušených konstrukcí, včetně nekvalitně zainjektovaných kabelových kanálků. Výše uvedená norma se týká radiografické kontroly betonu až do hloubky 1000 mm.

Při radiografické kontrole je možno rozlišit následující techniky:

- přibližná technika, která slouží k získání všeobecné informace o zabetonované výztuži a makrostrukturálních vadách betonu v kontrolované oblasti,

- přesná technika, která slouží k získání přesné informace o zabetonované výztuži v kontrolované oblasti, ke kontrole průměru a polohy výztuže i ke kontrole kvality injektáže kabelových kanálků.

Zkoušce prozařováním má předcházet vizuální prohlídka a kontrola povrchových vad. Při vlastním prozařování musí být film chráněn proti rozptýlenému záření od okolí. Proto má být zezadu přiložen olověný plech tloušťky 2 až 4 mm. Osa svazku záření má směřovat kolmo do středu zkoušené oblasti. V případě potřeby ale lze použít i svazek záření se šikmou osou.
Výsledné radiogramy je nutno jednoznačně označit; stejné značky se provedou i na zkoušených místech tak, aby kdykoliv umožnily přesné stanovení každého radiogramu.
Na filmu se v místě výztuže objeví světlejší místo, dutina v konstrukci se projeví ztmavnutím filmu. Jestliže není znám ani průměr ani krytí výztuže, je možno použít stereoskopické snímky nebo snímky ze dvou ohnisek.

Lokalizace výztuže je možná také **destruktivními metodami**, při kterých je odstraněna povrchová vrstva betonu nebo odebrány jádrové vývrty. Současně lze stanovit i množství dutin a trhlin v betonu (přibližně), alkalitu, hloubku karbonatace, vlhkost, propustnost, obsah chemických látek a další vlastnosti, vyžadující odběr vzorku.

Destruktivní metody se používají rovněž pro zjišťování stavu výztuže, a to na základě vzorků odebraných z konstrukce. Tyto metody mohou přímo popsat rozsah poškození výztuže, zjistit změny průměru vložek nebo průřezové plochy, zjistit změny v mechanických a fyzikálních vlastnostech výztuže nebo sledovat korozní úbytky pomocí měření hmotnosti výztuže nebo zkoumáním příčného řezu pod mikroskopem. Stav výztuže je možné přímo zkontrolovat u silně porušené nebo odlomené krycí vrstvy betonu. Je možné zjistit, jestli probíhá koroze rovnoměrná nebo důlková, přičemž důlková koroze je vzhledem k vrubovému účinku na výztužné pruty ještě nepříznivější.

Místa odběrů vzorků je nutno volit tak, aby nedošlo ke snížení spolehlivosti konstrukce. Způsob zkoušení je uveden v normě ČSN EN 10080 (42 1039): 2005 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně ([86]) a v ČSN EN ISO 15630-1: 2011 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 1: Tyče, válcovaný drát a drát pro výztuž do betonu ([83]).

Nedestruktivní metody pro zjištění vlastností betonu, ze kterých je lze nepřímo usuzovat na stav a případnou možnost koroze výztuže, jsou popsány v ***kapitole 5.4.5***.

5.6.2 Zjišťování stavu předpínací výztuže

Pro stanovení polohy a množství předpínacích tyčí lze použít obdobné prostředky jako v případě betonářské výztuže – magnetické indikátory výztuže a radar GPR (***kapitola 5.6.1***). Limitující může být hloubka výztuže pod povrchem betonové konstrukce, která u předpínací výztuže bývá větší než u betonářské výztuže, a umístění výztuže v kovových kabelových kanálcích. Předpínací lana nelze magnetickými indikátory výztuže spolehlivě identifikovat – pro nedestruktivní průzkum je možno použít

například přenosný radar. V případě nutnosti lze předpínací výztuž zjišťovat i destruktivně, tzn. odstraněním krycí vrstvy.

Nedílnou součástí diagnostiky předpjaté konstrukce je kontrola kotevních oblastí. V současné době jsou u nových konstrukcí kotvy soudržné předpínací výztuže obetonovány, u starších konstrukcí však bývají často přístupné. I u obetonovaných kotev je případně možné zjistit zatékání do konstrukce a korozi kotev a předpínací výztuže – buď prostřednictvím korozí zbarvené vody vytékající z konstrukce, nebo s pomocí některé z dále uvedených metod.

Podobně je možno v některých případech zjistit známky zatékání i do kabelových kanálků, případně jsou i viditelné kanálky v případě nekvalitního vybetonování konstrukce nebo v případě jejího poškození.

Pokud je žádoucí zkontrolovat i zainjektování kabelových kanálků, lze použít radiografické metody (viz ***kapitola 5.6.1***), nebo – pro kontrolu provedenou víceméně "zkusmo" - endoskopii s navrtáním kanálku. Pro tento účel se používá speciální vrtačka, která jen minimálně poškodí okolní beton i výztuž. Pro jednoduché prohlídky je možno využít endoskop tuhý, pro vyšetřování složitých míst a zakřivených kanálků je vhodnější endoskop flexibilní. Endoskopem se provede prohlídka kanálku, pořídí se dokumentace a změří se objem dutiny pomocí vytvoření podtlaku v dutině a měření objemu vzduchu vnikajícího dovnitř. Bezprostředně po provedení průzkumu se dutina vyvrtaným otvorem zainjektuje.

Pokud je nutno provést zkoušky mechanických vlastností předpínací výztuže, je opět nutno (obdobně jako u výztuže betonářské) vzorky odebrat tak, aby nebyla (nadměrně) snížena spolehlivost konstrukce. Vlastní zkoušky se provedou podle ČSN P 74 2871: 2012 Systémy dodatečného předpínání – Všeobecné požadavky a zkoušení ([91]) a podle ČSN EN ISO 15630-3: 2011 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 3: Oceli pro předpínání ([85]).

Metody vyšetřování přepínací výztuže jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 5.5 Metody vyšetřování předpínací výztuže

Metoda	Destruktivní		Nedestruktivní					
Hodnocení	odkrýt kotveni	navrtání a endoskop	ultrazvuk		prozáření		elektromagnetické vlny	
			reflexe	prozvučení	gama zářič	lineární urychlovač	radar	infračervené
Použitelnost	vše	vše	kabely	kabely	vše	vše	vše	vše
Výpovědní hodnota	nízká	dobrá	průměrná	průměrná	dobrá	dobrá		
Spolehlivost	dobrá	dobrá	průměrná	průměrná	dobrá	dobrá		
Náklady	průměrné	nízké	nízké	nízké	průměrné	vysoké	průměrné	vysoké
Pracnost	průměrná	nízká	průměrná	průměrná	průměrná	vysoká	průměrná	vysoká

Speciální metody sledování stavu předpínací výztuže (použitelné však do značné míry i pro betonářskou výztuž) jsou popsány v ***kapitole 5.8.6***.

5.7 Zatěžovací zkoušky

5.7.1 Úvod

Zatěžovací zkoušky se provádějí při nutnosti posoudit skutečné chování vyšetřované konstrukce při zatížení. Zatěžovací zkouška na rozdíl od jednotlivých zkoušek na odebraných vzorcích zkoumá stav a chování konstrukce jako celku. Zatěžovací zkoušky mostů se obvykle provádějí za účelem získání podkladů pro ověření:

- statické, popř. dynamické **funkce** zkoušené konstrukce,
- spolehlivosti konstrukce v **mezních stavech použitelnosti**,
- výpočetních **modelů** a uvažovaných vstupních charakteristik výpočtu.

Podrobněji je možno důvody pro provádění zatěžovacích zkoušek rozepsat takto::

- ověření spolehlivosti nově vybudované konstrukce před jejím uvedením do provozu, pokud je zatěžovací zkouška požadována (tj. zejména u mostních objektů neobvyklých statických soustav a mimořádných rozpětí, u mostních objektů vyráběných s užitím nových technologií nebo nových materiálů apod.),
- posouzení spolehlivosti konstrukce mostu, pokud existují pochybnosti o shodě provedení konstrukce s požadavky návrhu,
- experimentální vyšetření poškozených nebo opravovaných konstrukcí za účelem zjištění rozsahu poškození, zjištění účinnosti opravy a ověření spolehlivosti před znovuuvedením do provozu (pro tyto případy bývají vhodnější dynamické zatěžovací zkoušky),
- ověření výpočetního modelu,
- zjištění parametrů konstrukce jako podkladů pro výpočet nebo ověření předpokladů zavedených do výpočtu,
- posouzení spolehlivosti stávající konstrukce, pokud není možné spolehlivě zajistit všechny potřebné parametry pro výpočet (spolehlivost je ale možno ověřit pouze v mezních stavech použitelnosti),
- posouzení úrovně kmitání konstrukce, buď s ohledem na poškození konstrukce nebo na vliv kmitání konstrukce na uživatele,
- monitorování stavební konstrukce a sledování změn stavu konstrukce v čase.

U **hromadně vyráběných (prefabrikovaných) konstrukcí** mohou být zatěžovací zkoušky **průkazní**, kdy se ověřuje spolehlivost před zahájením výroby konstrukce, nebo **kontrolní**, kdy se ověřuje spolehlivost hotové konstrukce. Podle stavu kontrolovaného prvku na konci zkoušky se pak zatěžovací zkoušky dělí na **destruktivní** a **nedestruktivní**, podle toho zda je nebo není dosaženo únosnosti konstrukce.

Podle způsobu zatěžování se dělí na **statické** a **dynamické**. Při statických zkouškách se volí takový časový průběh zatížení, aby vyvozovalo na konstrukci pouze statické účinky. Dynamické zkoušky podrobují konstrukci působení časově proměnného zatížení, které vyvolává již nezanedbatelné dynamické účinky.

Dynamické zatěžovací zkoušky se podle ČSN 73 2044 ([101]) dále mohou dělit na:

- dynamické zkoušky informativní – zjištění vlastních frekvencí a tvarů kmitání konstrukce, útlumu a dalších dynamických charakteristik konstrukce,
- dynamické zkoušky zatěžovací – zjištění odezvy konstrukce na užitné (provozní nebo extrémní) zatížení,
- dynamické zatěžovací zkoušky dlouhodobé – sledování odezvy konstrukce po delší dobu,
- dynamické zatěžovací zkoušky na únavu – sledování ovlivnění únavové životnosti konstrukce dynamickou odezvou na zatížení.

Je nutno podotknout, že především statická zatěžovací zkouška má obvykle pouze omezenou vypovídací schopnost, neboť konstrukce nesmí být během zkoušky poškozena. Výše zkušebního zatížení je tedy omezena a zkouškou lze prokázat právě to, že dané zatížení je konstrukce schopna jednorázově přenést. Nelze zjistit příliš podrobností o celkové spolehlivosti konstrukce. Větší význam může mít zatěžovací zkouška pro ověření výpočetního modelu – například u konstrukcí složených z většího počtu podélných nosníků, u kterých je nutno stanovit co nejpřesněji příčný roznos zatížení na jednotlivé konstrukční prvky. Přínosné může také být opakované nebo dlouhodobé sledování dynamických parametrů konstrukce, a to v rámci jejího dlouhodobého monitoringu.

5.7.2 Statické a dynamické zkoušky mostních konstrukcí

Při provádění zatěžovacích zkoušek mostů je třeba dodržovat ustanovení normy ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů ([99]), ale i dalších norem, především ČSN 73 2030 ([100]) a ČSN 73 2044 ([101]).

Při **statické zatěžovací zkoušce** mostu je třeba pro jednotlivé zatěžovací stavy změřit následující veličiny:

- svislý průhyb konstrukce v místech největších očekávaných průhybů mostních polí, popřípadě konzol a kloubů,
- pokles podpěr,
- stlačení ložisek.

Při zatěžovací zkoušce je vhodné ještě průběžně zaznamenávat teplotu vzduchu a konstrukce, poměrná přetvoření v nejvíce namáhaných místech konstrukce, průhyby, posuny a pootočení dalších důležitých částí konstrukce, sedání základů, vodorovné příčné deformace tlačených pásů mostů s otevřeným průřezem a vznik a rozvoj trhlin při zatěžování konstrukce.

Účinnost zkušebního zatížení musí být v rozmezí $0{,}5 < k_{stat} \leq 1{,}0$.

Aby konstrukce vyhověla, musí výsledky statické zatěžovací zkoušky splnit podmínky poměru pružných složek odezvy konstrukce vůči vypočteným hodnotám, poměru trvalých složek odezvy vůči celkové odezvě, a u konstrukcí z předpjatého betonu a železobetonu podmínku nejvyšší přípustné šířky trhlin při zkušebním zatížení.

Při **dynamické zatěžovací zkoušce** se sleduje a zaznamená:

- časový průběh zátěžových charakteristik sil vnášených do konstrukce při zatížení budiči kmitů s měnitelnou frekvencí, impulzními raketovými motory, bucharem apod.,
- rychlost a počet současně přejíždějících vozidel,
- dynamická odezva od zvoleného zatížení v takové síti měřících bodů, která je dostatečně podrobná pro splnění účelu zatěžovací zkoušky a její vyhodnocení podle požadavků ČSN 73 6209.

Sledované a vyhodnocované údaje lze podrobněji rozepsat takto:

- vlastní frekvence a jim příslušející vlastní tvary kmitání nezatížené mostní konstrukce (případně zatížené jen zdrojem buzení),
- koeficienty korelace modální analýzy MAC pro změřené a vypočtené vlastní tvary,
- časový průběh a tvary vynuceného kmitání konstrukce,
- útlum konstrukce (vyjádřený logaritmickým dekrementem útlumu),
- dynamické přírůstky, rezonanční křivky, amplitudy kmitání, rychlost a zrychlení apod.,
- dynamický součinitel.

Zpravidla se také sleduje a zaznamenává teplota vzduchu a konstrukce, poměrná přetvoření prvků mostní konstrukce ve vybraných místech, vodorovná odezva mostní konstrukce ve středu zkoušeného mostního pole, vodorovné posuvy pohyblivých ložisek.

Pro účinnost zkušebního zatížení musí platit: d.$k_{\mathrm{dyn}} \leq 1{,}0$.

Kritéria pro vyhodnocení jednotlivých sledovaných veličin porovnávají hodnoty naměřené při zkoušce a vypočtené na teoretickém modelu konstrukce. U lávek pro chodce a cyklisty se dále sleduje kritérium použitelnosti z hlediska vibrací na lidský organismus. U železničních mostů je navíc třeba porovnat dynamický součinitel použitý při výpočtu konstrukce s dynamickým součinitelem naměřeným při zkušebních přejezdech lokomotivy.

5.8 Monitoring

5.8.1 Úvod

Dlouhodobý monitoring konstrukce se obvykle provádí z následujících důvodů:

- sledování aktuálního stavu konstrukce,
- získání údajů pro stanovení zbytkové životnosti,
- bezprostřední varování v případě vzniku poruchy.

Při **stanovení aktuální zatížitelnosti konstrukce** je nutno sestavit výpočetní model, který co nejlépe vystihuje působení skutečné konstrukce, tzn. je nutno dosáhnout toho, aby si výsledky stanovené teoreticky (výpočtem) i výsledky stanovené na základě měření vzájemně odpovídaly. Zejména u složitějších konstrukcí, případně u konstrukcí s významnějšími defekty (včetně skrytých defektů) však může být obtížné předem stanovit, zda je "správný" výpočetní model, či zda jsou "správné" předpoklady o působení skutečné konstrukce. V takovém případě je nutno postupovat po jednotlivých krocích - na jedné straně je nutno ověřit, zda v konstrukci nejsou reálné defekty, které by ovlivňovaly výsledky měření a pokud jsou takové defekty zjištěny, je nutno je zadat i do výpočetního modelu. Na druhé straně je nutno ověřit, zda výpočetní model neobsahuje nepřesnosti způsobující odchylné výsledné hodnoty veličin stanovených teoreticky. Tímto způsobem je nutno postupovat do té doby, dokud se výsledky výpočtů i měření přiměřeně neshodují.

Pro přesnější a/nebo rychlejší postup takové optimalizace může být vhodné (avšak dostupné zřejmě především u větších konstrukcí) kombinovat různé druhy zkoušek – statické i dynamické, vč. tzv. modální analýzy. V publikaci Health Monitoring of Bridges ([146]) je uvedeno pět axiomů pro úspěšné použití této metody (podle Farrar and Warden 2005):

1. hodnocení poruchy obecně vyžaduje porovnání dvou stavů konstrukce – s poruchou a bez poruchy. Z tohoto důvodu je vhodné bezprostředně po dokončení konstrukce provést úvodní měření, se kterým je později možno výsledky dalších měření porovnávat. Pokud není vstupní měření po dokončení konstrukce provedeno, lze provést měření na stávající konstrukci v dobrém technickém stavu i v pozdější době, případně – zejména u jednodušších konstrukcí – je možno toto vstupní měření nahradit teoretickými výpočty. V případě typických konstrukcí je možno základní měření převzít rovněž z jiné konstrukce stejného typu,
2. zjištění samotné existence a polohy poruchy je možné i bez porovnání s měřením na konstrukci bez poruchy, zatímco pro stanovení typu a závažnosti poruchy je nutné porovnání údajů zjištěných na konstrukci bez poruchy i s poruchou,
3. pokud nejsou použity speciální postupy pro zpracování naměřených dat, lze konstatovat, že čím je měření citlivější z hlediska detekce poruchy, tím je také citlivější na změny okolních podmínek v jeho průběhu,
4. čím je použitý algoritmus citlivější z hlediska detekce poruchy, tím více je ovlivněn „šumem" při měření,
5. rozsah poruchy, která může být detekována na základě změny dynamického chování konstrukce, je nepřímo úměrný frekvenci buzení, tzn. malé poruchy konstrukce nelze detekovat na základě buzení příliš nízkými frekvencemi. Lze tedy říci, že tvary kmitání s dlouhými vlnami, odpovídající buzení nízkými frekvencemi, nejsou příliš citlivé k projevům lokálních poruch. Z tohoto hlediska se doporučuje rozdělit měření do několika úrovní prováděných za různých podmínek – např. na ověření globálního působení konstrukce v podélném směru, působení příčného řezu a působení drobných konstrukčních prvků a detailů.

Z hlediska **stanovení zbytkové životnosti** byla zatím do prakticky použitelné podoby dovedena především metoda založená na posouzení únavové odolnosti, tzn. metoda vhodná zejména pro ocelové konstrukce a/nebo ocelové konstrukční prvky. Postup pak zahrnuje následující kroky:

- monitoring zatížení konstrukce dopravou,
- vyhodnocení zatěžovacích cyklů – použít lze metodu stékajícího deště,
- extrapolace do budoucnosti,
- stanovení počtu zbývajících zatěžovacích cyklů a zbytkové životnosti pomocí Palmgren – Minerova pravidla.

U betonových (včetně předpjatých) konstrukcí, lze tuto metodu použít také, ale únava bývá obvykle méně významná, než u konstrukcí ocelových a může se někdy uplatnit spíše u výztuže (zejména pokud dochází k rozevírání trhlin při působení proměnného zatížení) nebo u vysokopevnostního a ultravysokopevnostního betonu. Pro ostatní případy je stanovení zbytkové životnosti komplikovanější a dosud nebylo dovedeno do prakticky použitelné podoby. V současné době se obvykle považuje za konec životnosti okamžik, kdy karbonatace nebo kritický obsah chloridů (umožňující již korozi výztuže i v jinak neporušeném betonu) dosáhne k povrchu výztuže. Pro stanovení tohoto okamžiku je vhodné použít pravděpodobnostní metody výpočtu. Ve skutečnosti ale v tomto okamžiku životnost konstrukce ještě vyčerpána není.

5.8.2 Měření (poměrných) přetvoření (Displacement Transducers, Extensometers, Strain Gauges)

Na povrchu betonové konstrukce je možno použít přilepené tenzometry (resp. extenzometry). Pokud je nutno měřit poměrná přetvoření i uvnitř objemu betonové konstrukce, je možno buď použít rovněž tenzometry, v tomto případě přilepené na atypické ocelové přípravky, nebo použít speciální snímače. Jejich vnější část tvoří např. teleskopická trubka s přírubami na obou koncích, která se zabetonuje do konstrukce.
Měření může být založeno na principu odporových tenzometrů (elektrický odpor použitého materiálu se mění v závislosti na mechanickém namáhání) nebo na principu vibrující struny – struna ve snímači je napnuta a zakotvena na obou koncích snímače. Při změně délky snímače se mění vlastní frekvence struny, rozkmitávané pomocí elektromagnetické cívky. V prostředí, kde by mohlo docházet k elektromagnetickému rušení, je možno použít snímače pracující například na principu optických vláken.

Existují i speciální verze snímačů – pro použití při vysokých teplotách, pro přivaření k ocelové konstrukci nebo k ocelové výztuži, pro připevnění na předpínací výztuž (lano), pro použití v zeminách apod. Výsledkem měření mohou být jak poměrná, tak i reálná přetvoření a posuny.

Snímače lze použít pro sledování účinků různých druhů zatížení – například od dopravy, větru nebo teplotních změn. Kromě použití přímo v betonových konstrukcích mohou sloužit (resp. existují speciální typy) pro použití v zeminách, kterými lze měřit jak vodorovné, tak i svislé posuny a sedání základů.

5.8.3 Monitoring předpínací síly

Předpínací sílu (resp. sílu obecně) je možno měřit spíše ve **volných kabelech** a v **mostních závěsech**. K tomu je možno použít následující metody:

- modální analýzu – síla v kabelu je stanovena na základě vyhodnocení jeho vlastních frekvencí,
- magnetoelastickou metodu – v důsledku změny mechanického namáhání materiálu (např. předpínací oceli) se mění i jeho magnetické vlastnosti,
- "trojúhelníkové" vychýlení kabelu mezi třemi body, síla se pak stanoví na základě vektorového rozkladu sil. Pro menší kabely (spíše jednotlivá lana) existují i malé přenosné přístroje,
- dynamometry - jedná se o kovové duté válce, navlečené na měřený prvek. Po obvodu jsou rozmístěny snímače (např. vibrující struny), které měří přetvoření tělesa dynamometru v podélném směru. Díky použití většího počtu snímačů po obvodu dynamometru lze vyeliminovat vliv jeho excentrického zatížení. Dynamometry se používají i pro měření sil v zemních kotvách,
- měření poměrných přetvoření pomocí snímačů připevněných na výztuž,
- pro tyčovou výztuž lze použít i snímače umístěné přímo uvnitř prutu (týká se i výztuže betonářské). Takto vystrojený krátký prut se spojkami připojí k navazující části výztužného prutu.

Stanovení předpínací síly v případě **soudržné předpínací výztuže** je složitější, je možno ho provést spíše nepřímo a přesnost metod bude obvykle nižší. Je možno použít například:

- z výše uvedených metod snímače, včetně magnetoelastických, připevněné na výztuž před uložením do konstrukce,
- modální analýzu konstrukce – v případě, že úbytek předpínací síly se již na dynamickém chování konstrukce dostatečně projeví (například vznikem trhlin),
- stanovením zatížení konstrukce, které je nutné k rozevření již existující, ale uzavřené trhliny na taženém povrchu konstrukce.

Další možností, jak usuzovat alespoň na výraznější změny předpínací síly, je monitoring koroze a celkového stavu předpínací výztuže – viz ***kapitola 5.8.6***.

Použití metody pro sledování síly ve výztuži závisí na konkrétních podmínkách – na typu konstrukce a výztuže, zda se jedná o konstrukci nově budovanou nebo stávající, zda bude konstrukce monitorována dlouhodobě či zda se jedná pouze o jednorázové (případně opakované) měření, na finančních možnostech atd.

5.8.4 Monitoring deformací konstrukce

5.8.4.1 Měření posunů (Displacement Transducers, Extensometers) – podle [178]

Snímače jsou založeny na obdobném principu jako "Strain Gauges" (***kapitola 5.8.2***), slouží však k měření absolutních posunů (nikoliv poměrných přetvoření). Kromě

použití v betonových konstrukcích mohou sloužit (resp. existují speciální typy) pro použití v zeminách, kterými lze měřit jak vodorovné, tak i svislé posuny a sedání základů.

Pro sledování vzájemných poklesů vybraných bodů konstrukce je možno používat systémy měření založené na principu spojených nádob. Do všech měřených bodů se umístí plovákové komory propojené potrubím navzájem tak, že je v nich udržována stejná hladina kapaliny. Případný pohyb plováku v komoře (v důsledku změny výšky měřeného bodu) se snímá například pomocí vibrující struny. Tento způsob měření lze použít jak pro sledování **nerovnoměrných poklesů jednotlivých základů, tak i pro sledování průhybů** mostů. Vyznačuje se vysokou přesností cca 0,07 mm.

Pro měření posunů (deformací) konstrukcí lze používat i další metody – např. GPS systémy, geodetické metody (nivelaci) atd.

5.8.4.2 Měření náklonů

Pro měření **náklonů** se používají tzv. inklinometry, které mohou být různého uspořádání:

- inklinometry tvořené ocelovou trubkou, ve které jsou umístěny dva akcelerometry. Při měření se tento inklinometr postupně posunuje speciální chráničkou vzhůru a v každém měřeném bodě se odečte sklon,
- inklinometry založené na principu vibrující struny, které umožňují i průběžný monitoring. Řada inklinometrů se rozmístí po výšce chráničky do bodů, v nichž se bude provádět měření náklonu. Snímač tvoří krátká ocelová trubka s kloubem a s excentricky umístěnou vibrující strunou, jejíž délka se mění v závislosti na pootočení v přilehlém kloubu.

Pro měření náklonů na vnějších plochách (vodorovných i svislých) konstrukcí, skalních masivů i zeminy se používají tzv. **tiltmetery**.

5.8.4.3 Laserové systémy

Deformace, například průhyby nosné konstrukce, je možno měřit laserem. Zařízení se v principu skládá ze zdroje laserového paprsku a z plošného snímače. Zdroj se (v případě monitorování průhybu) umístí na mostní podpěru, plošný snímač se umístí na konstrukci, například do středu rozpětí pole. Na základě pohybu paprsku po snímači je možno sledovat deformace konstrukce.

5.8.4.4 Použití akcelerometrů

Deformace je možno monitorovat také na základě měření zrychlení pomocí akcelerometrů. Posuny (deformace) se z naměřených hodnot zrychlení stanoví dvojnásobnou integrací. Spolehlivost metody je poněkud omezena a je vhodné ji vždy doplnit (ověřit) nějakým dalším způsobem měření.

5.8.5 Monitoring interakce konstrukce s prostředím

Pro měření **zemního tlaku** lze využít snímače, využívající opět vibrující struny nebo tenzometry. Podobným snímačem je možno měřit také napětí na patě piloty.

K měření pórového tlaku v zemině, příp. pro měření hydrostatického tlaku vody slouží **piezometry**. Zvláštními snímači je možno rovněž monitorovat hladinu (podzemní) vody.

5.8.6 Monitoring koroze (stavu) předpínací výztuže

5.8.6.1 Monitoring koroze předpínací výztuže na základě měření elektrických potenciálů (CMS) – podle [180]

Metoda **CMS** je založena na principu měření potenciálů mezi ocelí (tj. výztuží) a referenční elektrodou. Jako referenční elektroda se používá drát ze slitiny stříbro – chlorid stříbra nebo z titanu, uložený rovnoběžně s výztuží v elektricky izolovaném kabelovém kanálku. Aby nedošlo ke krátkému spojení mezi elektrodou a výztuží (ke zkratu), je referenční elektroda opatřena umělohmotným perforovaným obalem. Za přítomnosti elektrolytu, kterým je kapalná výplň pórů v betonu, vzniká mezi oběma elektrodami (referenční elektroda a ocelová výztuž) elektrický potenciál. Na základě měření tohoto potenciálu je pak možno usuzovat na korozi výztuže podle ***Tab. 5.6***.

Tab. 5.6 Srovnání potenciálu *U* a stavu výztuže

Potenciál *U* [mV]	Stav výztuže
> (-300)	Ocel je trvale chráněna betonem s dostatečnou hodnotou *pH*
(-300) až (-350)	Pasivační vrstva na povrchu výztuže se rozpouští
< (-350)	Pasivační vrstva je lokálně poškozena, ocel koroduje

Na obdobném principu je založeno monitorování průniku chloridů k výztuži (**CPMP**). Zařízení se skládá ze šesti výše popsaných článků uložených při povrchu betonu v definovaných, postupně se zvětšujících vzdálenostech. Změna elektrického potenciálu u každého článku signalizuje, že chloridy pronikly do odpovídající hloubky pod povrchem betonu.

Případně je možné použít i kombinované sondy, které umožňují:

- monitorovat vznik korozních produktů,
- v omezeném rozsahu lokalizovat korozní procesy a případně určit i druh koroze výztuže,
- sledovat korozní rychlost (prostřednictvím měření změny elektrického odporu, způsobené úbytkem materiálu ve výztuži vlivem koroze),
- sledovat hloubku průniku agresivních látek k výztuži,
- měřit měrný odpor betonu,
- měřit *pH*.

Veškerá zařízení se uloží během výstavby objektu k výztuži.

5.8.6.2 Metoda akustické emise – podle [182]

Při použití této metody se pomocí speciálních snímačů měří akustické signály, přesněji akustické anomálie v konstrukci. Taková akustická anomálie může vzniknout například přetržením drátu předpínací výztuže nebo drátu v mostním závěsu.

V případě monitorování závěsů zavěšených a visutých konstrukcí se snímače připevňují přímo na sledované prvky. U konstrukcí z předpjatého betonu se obvykle rozmístí v pravidelných podélných a příčných vzdálenostech na podhledu konstrukce. V případě porušení výztuže je možno na základě času, kdy signál dorazí k jednotlivým snímačům, provést i lokalizaci vzniklé poruchy.

Existují například i aplikace pro kontrolu úniku vody z vodovodního potrubí pomocí plovoucí sondy, která se nechá unášet proudem vody. V tomto případě je sonda schopna detekovat i závady na potrubí, které vznikly před provedením měření.

5.8.7 Monitoring trhlin (doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc., zpracováno v rámci projektu CESTI)

Vznik trhlin lze obvykle u betonových konstrukcí očekávat (s výjimkou částí konstrukce plně předpjatých – podmínka dekomprese) avšak s tím, že je nutné je dodržením konstrukčních a statických zásad návrhu vyztužení konstrukce co nejvíce omezovat. Návrhové normy pro betonové konstrukce (ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2) v MSP (mezní stav použitelnosti) obsahují návod, jak omezit vznik trhlin a posoudit jejich šířku. Životnost konstrukce s trhlinami je zásadně ovlivněna prostředím, ve kterém se konstrukce nachází (viz ČSN EN 206-1 a požadavky TKP 18 pro stupně vlivu prostředí – svp, dříve sap).

Z uvedeného vyplývá význam monotoringu trhlin, při kterém se má spolehlivě zjistit a zaznamenat šířka trhlin, jejich počet a rozsah, struktura trhlin a časový vývoj trhlin, popř. hloubka trhlin tak, aby bylo možné jejich vyhodnocení a stanovení příčin jejich vzniku.

Monitorování šířky trhliny lze provést pomocí následujících prostředků:

- měřítko,
- lupa,
- deformetr,
- číselníkový úchylkoměr (hodinky),
- mikroskop, ev. mikroskop s kamerou a s přenosem do počítačového softwaru pro vyhodnocení digitálního zpracování obrazu trhliny (obvykle pro laboratorní měření).

Pro monitorování délky trhliny a soustavy trhlin lze použít:

- vizuální a ruční náčrt
- snímkování

- speciální fotogrametrii s počítačovým zpracováním (ve vývoji).

Monitorování hloubky trhlin lze provádět:

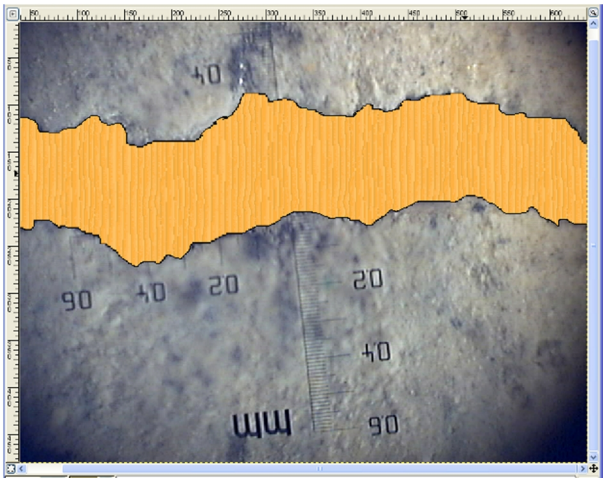
- na vývrtu,
- ultrazvukem (s problémy u vyztužených konstrukcí).

Pro dlouhodobé monitorování vývoje trhlin lze použít:

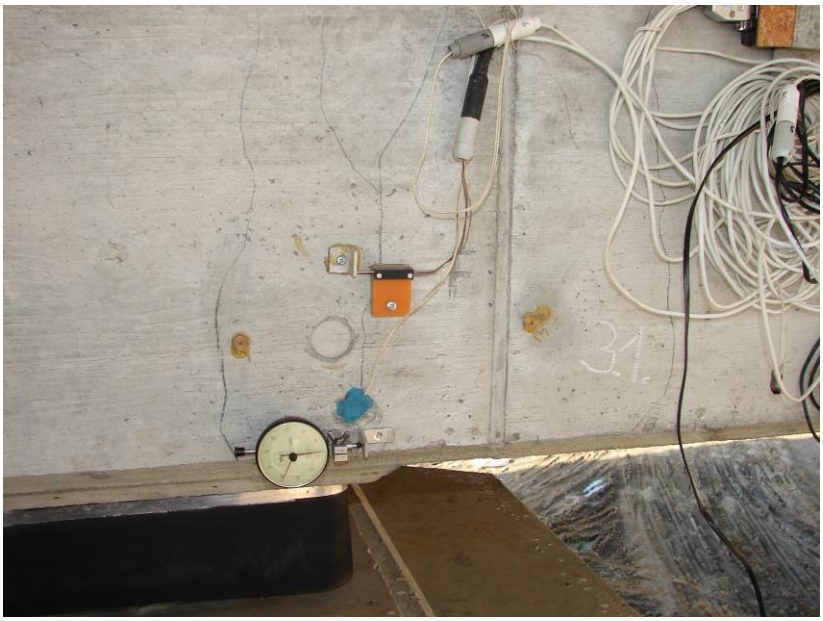
- vizuální a ruční náčrty,
- sázecí deformetr (s osazením čepů pro opakované měření),
- snímač dráhy s přenosem dat,
- opakované snímkování,
- speciální fotogrametrii s počítačovým zpracováním (ve vývoji).

Při každém měření je třeba zajistit měření teploty prostředí a konstrukce. Dlouhodobé monitorování je možno provádět kontinuálně, nebo je třeba stanovit intervaly měření.

Obr. 5.61 Snímek trhliny web-kamerou



Obr. 5.7 Příklad počítačového zpracování trhliny



Obr. 5.8 Dlouhodobý monitoring: potenciometrický snímač dráhy, číselníkový úchylkoměr (hodinky), body pro umístění sázecího deformetru, teploměr

6. Podrobný popis poruch předpjatých nosných konstrukcí železničních mostů

V této kapitole jsou uvedeny především poruchy, které již byly reálně na konstrukcích pozorovány. Poruchy, které se mohou na betonových konstrukcích vyskytnout obecně (včetně příčin jejich vzniku), jsou popsány v ***kapitole 4***. V některých případech je obtížné udělat přesnou hranici mezi jednotlivými druhy poruch (např. zatékání do konstrukce a degradace betonu); poruchy byly tedy rozděleny do jednotlivých "katalogových listů" podle převažujících společných znaků, které je možno vysledovat u jejich vzniku, působení na konstrukce i u jejich možného dalšího vývoje.

Pro veškeré závady i poruchy platí, že jejich oprava by měla být vždy provedena na základě projektu zpracovaného odbornou firmou. Je pravděpodobné, že pokud by se v konstrukci vyskytovala nějaká (další) závažnější a skrytá porucha, během zpracování projektu a souvisejícího průzkumu bude zjištěna.

U následujícího popisu jednotlivých závad se předpokládá "standardní" průběžná (tj. relativně pomalá) degradace konstrukce vystavené po desítky let standardním účinkům provozu i vlivům okolního prostředí a standardním způsobem udržované a opravované; těmto předpokladům pak odpovídají uvažovaná řešení popisovaných poruch. Pokud by došlo k razantnímu zhoršení stavu konstrukce (například z důvodu přetížení, nadměrné degradace a náhlého porušení významnějšího konstrukčního prvku apod.), je nutno podle aktuálního stavu omezit, případně i zakázat provoz na mostě a bezodkladně zajistit statické posouzení konstrukce.

6.1 Mechanické poškození předpjaté betonové konstrukce

- Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

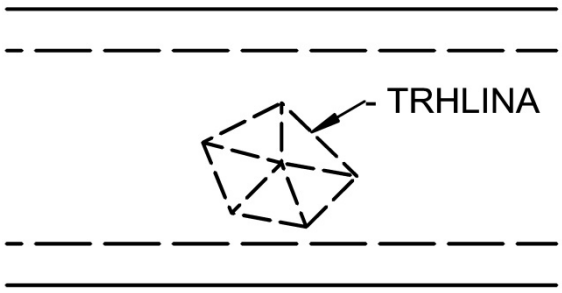
Tato porucha se vyskytuje obvykle na mostech přes pozemní komunikace, protože nejčastější příčinou vzniku je náraz vozidla do nosné konstrukce. Obdobná porucha však může vzniknout i v důsledku nekvalitního probetonování. Do určité míry se této poruše může podobat i degradace betonu, protože má však jiné příčiny i možné důsledky, je degradace betonu uvedena samostatně v kapitole ***6.2***.

Podle rozsahu poškození lze rozlišit následující základní případy této poruchy:

a) poškození krycí vrstvy betonu bez zasažení nebo odhalení výztuže ("poškrábání" konstrukce) – ***Obr. 6.1.1***,
b) poškození konstrukce silným nárazem (případně jinými účinky – viz výše), v důsledku kterého vzniknou v konstrukci trhliny a další poruchy ("polámání" konstrukce) – ***Obr. 6.1.2***,
c) hlubší poškození s dosahem k betonářské výztuži – ***Obr. 6.1.3***,
d) hluboké poškození s dosahem k přepínací výztuži – ***Obr. 6.1.4***.

Obr. 6.1.1 Poškození krycí vrstvy betonu (téměř) bez zasažení nebo odhalení výztuže (výztuž odhalena pouze lokálně)

Na ***Obr. 6.1.5*** je uveden příklad nekvalitního probetonování, které by bylo možno obdobným způsobem dále dělit na jednotlivé případy podle hloubky dosahu poruchy (pouze krycí vrstva – dosah k betonářské výztuži – dosah k přepínací výztuži).



Obr. 6.1.2 Poškození silným nárazem se vznikem trhlin v konstrukci (schéma)

Obr. 6.1.3 Betonová konstrukce poškozená nárazem vozidla s odhalenou betonářskou výztuží

Obr. 6.1.4a) Betonová konstrukce poškozená nárazem vozidla s odhalenou betonářskou výztuží i kanálkem přepínací výztuže

Obr. 6.1.4b) Mechanické poškození betonové konstrukce s odhaleným kanálkem přepínací výztuže a s porušenou betonářskou výztuží

Obr. 6.1.4c) Mechanické poškození betonové konstrukce s odhalenou betonářskou i přepínací výztuží

Obr. 6.1.5 Nekvalitní probetonování nosné konstrukce

- Diagnostika poruchy a její detekce

Porucha je viditelná na povrchu konstrukce a je proto snadno zjistitelná vizuálně.

Do protokolu o podrobné prohlídce se zaznamená poloha a rozsah poruchy na konstrukci. Pořídí se fotodokumentace, případně náčrt. U mostů nad pozemními komunikacemi se uvede vzdálenost mezi povrchem vozovky a spodním lícem nosné konstrukce. Je rovněž vhodné uvést informaci o případné dopravní značce informující o volné výšce pod mostem, případně informovat správce pozemní komunikace o problému s volnou výškou.

- Frekvence výskytu poruchy

Jedná se o poměrně častou poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv betonové konstrukci, nejčastěji na konstrukci mostu přes pozemní komunikace (nicméně vyskytuje se i na jiných konstrukcích, v závislosti na příčině vzniku poruchy – viz odstavec “Popis výskytu poruchy“). Výskyt poruchy nesouvisí s provozem na mostě.

- Příčina vzniku poruchy

Příčinou mechanického poškození konstrukce je náraz cizího tělesa, obvykle vozidla jedoucího po pozemní komunikace pod mostem. Obdobná porucha však může vzniknout i v důsledku nekvalitního probetonování konstrukce. Porucha, která vzniká v důsledku degradace betonu, je samostatně popsána v ***kapitole 6.2***.

- Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Ze spolehlivostního hlediska je nutno rozlišit hloubku poškození a případné zasažení betonářské nebo přepínací výztuže. V závislosti na této skutečnosti rozeznáváme následující případy:

a) v případě, že dojde k poškození pouze povrchové krycí betonové vrstvy, nemá tato porucha bezprostřední vliv na spolehlivost konstrukce. Výztuž není zasažena a oslabení betonového průřezu je zanedbatelné,

b) je však nutno rozlišovat poškození povrchové vrstvy (“poškrábání“) a mnohem závažnější poškození konstrukce nárazem, kdy sice nedojde (alespoň dočasně) k viditelnému odhalení betonářské nebo předpínací výztuže, konstrukce je však postižena vznikem trhlin a dalších poruch (“polámání“ konstrukce). V tomto případě může být konstrukce postižena rozsáhlejším vnitřním poškozením s přímým dopadem na spolehlivost konstrukce,

c) jak bylo uvedeno v ***části 3.2.3***, podélná betonářská výztuž obvykle nemá u předpjatých konstrukcí podstatný vliv na spolehlivost v provozních stavech. Tento vliv však může mít příčná výztuž (navržená především pro přenesení příčného ohybu, příp. podélného nebo i příčného smyku). Na mezi únosnosti již může mít přímý vliv na spolehlivost konstrukce jak příčná, tak i podélná výztuž.

   Jako doporučení pro provádění prohlídek mostů zde uvedeme předpoklad, že porušení maximálně tří prutů betonářské výztuže na jednom místě ještě nemá vliv na okamžité snížení spolehlivosti konstrukce, při porušení většího počtu prutů výztuže již nelze tento vliv na spolehlivost vyloučit.

   Pokud je poškození betonové konstrukce natolik hluboké, že zasáhne až k betonářské výztuži, způsobuje rovněž rozsáhlejší oslabení betonového průřezu nosné konstrukce. Jako doporučení pro provádění prohlídek mostů lze orientačně uvést, že oslabení průřezu o rozměrech cca 30 x 30 mm u prefabrikovaných nosníků typu např. T-93, Petra, MK-T nebo i PSKT a oslabení o rozměrech cca 50 x 50 mm u masivnějších konstrukcí již vyžaduje bezodkladné statické posouzení. Při menším snížení průřezových charakteristik není okamžité statické posouzení nutné. Uvedené rozměry se týkají pouze oslabení betonového průřezu, nikoliv zasažení betonářské nebo dokonce předpínací výztuže.

d) Pokud je poškozena, případně i jenom obnažena i přepínací výztuž, může již mít tato závada bezprostřední vliv na spolehlivost nosné konstrukce. Důvodem je jak možnost snížení přepínací síly v zasaženém místě, tak i oslabení betonového průřezu nosné konstrukce v důsledku většího rozsahu a větší hloubky poškození.

   Za **závažnou poruchu** je nutno považovat i “pouhé“ odhalení kanálku, protože nechráněná přepínací výztuž snadno podléhá korozi, která způsobuje další snížení únosnosti konstrukce. Konkrétní poškození přepínací výztuže je možno zjistit diagnostickými metodami – viz ***kapitola 5***.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení rovněž souvisí s výše popsanými možnostmi rozsahu poškození. Lze očekávat následující možnosti dalšího rozvoje poruchy:

a) v případě, že došlo pouze k poškození krycí vrstvy (“poškrábání“), nevyžaduje tento stav okamžitý zásah. Přesto je nanejvýš vhodné opravu neodkládat a povrch betonu v rámci běžné údržby co nejdříve opravit speciálními sanačními materiály (obdobně, jako by měla být v co nejkratší době opravena protikorozní ochrana povrchu ocelových konstrukcí). Poškozené místo bude pravděpodobně méně odolné proti účinkům agresivity okolního prostředí (včetně například karbonatace, ke které rychleji či pomaleji dochází prakticky u každé betonové konstrukce) a přímým důsledkem je i zmenšení tloušťky krycí vrstvy výztuže. Pokud tedy bude závada ponechána po delší dobu bez opravy, lze v následujícím časovém období v poškozené oblasti předpokládat rychlejší degradaci betonu a korozi výztuže (především betonářské, případně i přepínací). Toto nebezpečí je tím větší, čím nižší je kvalita použitého betonu (v rámci přiměřeného zjednodušení lze říci, že nižší kvalita znamená nižší třídu betonu),

b) v případě, že vlivem nárazu nebo jiné příčiny došlo k porušení konstrukce soustavou trhlin (“polámání“), je nutno předpokládat přímý vliv na spolehlivost konstrukce a je nutno ihned zajistit její statické posouzení,

c) v případě, že je zasažena betonářská výztuž s porušením více než tří prutů (viz výše), je nutno okamžitě zajistit statické posouzení a na základě jeho výsledku rozhodnout o dalším postupu.

   Pokud jsou poškozeny maximálně tři pruty betonářské výztuže, je nutno rozlišovat mezi poškozením výztuže a poškozením betonu. Poškození výztuže v tomto případě nevyžaduje okamžitý zásah z hlediska statické spolehlivosti.

   Z hlediska poškození betonu (tj. oslabení betonového průřezu) lze jako doporučení pro provádění prohlídek mostů orientačně uvést, že oslabení průřezu o rozměrech cca 30 x 30 mm u prefabrikovaných nosníků typu např. T-93, Petra, MK-T nebo i PSKT a oslabení o rozměrech cca 50 x 50 mm u masivnějších konstrukcí již vyžaduje bezodkladné statické posouzení. Při menším snížení průřezových charakteristik není okamžité statické posouzení nutné. Uvedené rozměry se týkají pouze oslabení betonového průřezu, nikoliv zasažení betonářské nebo dokonce předpínací výztuže.

   I v takovém případě by však oprava neměla být odkládána, protože v místě poškození lze předpokládat rychlejší degradaci betonu i korozi výztuže. V případě, že již došlo k porušení výztuže (i při počtu prutů maximálně tři) by návrh opravy měla provést odborná firma.

d) V případě, že došlo k zasažení či odhalení přepínací výztuže, je nutné okamžité statické posouzení. Rovněž opravu je nutno provést bez odkladů, protože předpínací výztuž nechráněná betonovou krycí vrstvou je značně ohrožena korozí.

· Vliv poruchy na přechodnost

Vliv poruchy souvisí s výše popsanými skutečnostmi a může být v zásadě následující:

a) poškození pouze krycí vrstvy výztuže (případně i maximálně tří prutů betonářské výztuže) nemá bezprostřední vliv na okamžité snížení přechodnosti, je však vhodné opravu příliš neodkládat,

   Z hlediska poškození betonu (tj. oslabení betonového průřezu) lze jako doporučení pro provádění prohlídek mostů orientačně uvést, že oslabení průřezu o rozměrech cca 30 x 30 mm u prefabrikovaných nosníků typu např. T-93, Petra, MK-T nebo i PSKT a oslabení o rozměrech cca 50 x 50 mm u masivnějších konstrukcí již vyžaduje bezodkladné statické posouzení. Při menším snížení průřezových charakteristik není okamžité statické posouzení nutné. Uvedené rozměry se týkají pouze oslabení betonového průřezu, nikoliv zasažení betonářské nebo dokonce předpínací výztuže.

   I v takovém případě by však oprava neměla být odkládána, protože v místě poškození lze předpokládat rychlejší degradaci betonu i korozi výztuže. V případě, že již došlo k porušení výztuže (i při počtu prutů maximálně tři) by návrh opravy měla provést odborná firma.

b) “polámání“ konstrukce může mít bezprostřední spolehlivost na spolehlivost konstrukce a je nutno zajistit její bezodkladné statické posouzení,

c) poškození více než tří prutů betonářské výztuže může mít i bezprostřední vliv na přechodnost a je nutné bezodkladně zajistit statické posouzení konstrukce,

d) poškození přepínací výztuže může mít i bezprostřední vliv na přechodnost a je nutné bezodkladně zajistit statické posouzení konstrukce.

6.2 Degradace betonu

- Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv betonové konstrukci. Podle příčiny vzniku poruchy můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

a) koroze betonu,
b) degradace betonu mrazovými cykly,
c) degradace betonu vlivem alkalicko – křemičité reakce.

Podstatným faktorem, který umožňuje a urychluje degradaci betonu, je přístup vody.

Koroze betonu, na rozdíl od mechanického poškození popsaného v ***kapitole 6.1***, je způsobena chemickými nebo fyzikálně – chemickými procesy. U nosných konstrukcí se můžeme setkat v zásadě s následujícími druhy koroze betonu:

a1) koroze I. druhu: typickým příkladem je rozpouštění a vyluhování hydratačních produktů hladovou vodou. V případě nosné konstrukce se může jednat především o dešťovou vodu a to zejména v případě, kdy dochází k zatékání do konstrukce (např. v důsledku poškozeného systému vodotěsné izolace nebo mostních dilatačních závěrů),
a2) koroze II. druhu: typickým příkladem je uhličitá koroze, kdy dochází k rozpouštění a vyluhování hydratačních produktů působením agresivního CO_2 ,
a3) koroze III. druhu (rozpínání): typickým příkladem je reakce síranů s hydratačními produkty, v jejímž důsledku vznikají v betonu nové krystaly nebo sraženiny. Ty zvětšují svůj objem a po počátečním zvýšení pevnosti betonu (v důsledku vyplnění jeho pórů) vyvíjejí v betonu takové pnutí, že způsobují jeho rozpad. V případě nosné konstrukce se může jednat například o působení oxidu siřičitého (SO_2) rozptýleného v atmosféře; existuje ale i tzv. vnitřní síranová koroze, ke které dochází, buď vlivem síranů obsažených předem ve složkách betonu, nebo po teplotním rozkladu primárního ettringitu v případě, že byl beton ošetřován při teplotě vyšší než 70°C.

Degradace betonu nosné konstrukce **mrazovými cykly** může probíhat v případě, kdy dochází k zatékání vody do nosné konstrukce, například v důsledku poškozeného systému vodotěsné izolace nebo mostními dilatačními závěry. Případně může začít i na jiných (bočních a dolních) površích nosné konstrukce, pokud jsou smáčeny například dešťovou vodou, vodou rozstřikovanou vozidly pod mostem apod. Důsledky (nejen na výztuž, ale případně i na beton) mohou být zhoršeny přítomností chemických rozmrazovacích látek.

Alkalicko – křemičitá reakce je způsobena tím, že některé druhy kameniva (obsahující tzv. amorfní siliku) reagují s alkáliemi (draslíkem, sodíkem a hydroxidem vápenatým) v cementu a vytvářejí gel kolem reagujících zrn kameniva. Když je gel kolem kameniva vystaven vlhkosti, rozpíná se a vytváří tak síly, které způsobují tahové trhliny. Alkalicko – křemičitou reakci urychluje vyšší vlhkost a teplota.

- Diagnostika poruchy a její detekce

Projevy poruchy bývají poměrně brzy viditelné na povrchu konstrukce a porucha proto bývá zjistitelná vizuálně. Typickým průvodním jevem koroze I. a II. druhu jsou výkvěty na povrchu betonové konstrukce (***Obr. 6.2.1***), typickým projevem koroze III. druhu a degradace mrazovými cykly bývá narušení povrchu betonu (***Obr. 6.2.2 – 6.2.4***). Vnějším projevem porušení betonu bývá i síť trhlin, která se na povrchu vytváří zejména v případě koroze betonu (především III. druhu) a degradace vlivem alkalicko – křemičité reakce.

Obr. 6.2.1 Výkvěty na povrchu konstrukce

Do protokolu o podrobné prohlídce se zaznamená poloha a rozsah poruchy na konstrukci. Pořídí se fotodokumentace, případně náčrt.

Obr. 6.2.2 Degradace betonu – zatékání a mrazové cykly

· Frekvence výskytu poruchy

Jedná se o poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv betonové konstrukci. Poněkud větší pravděpodobnost jejího vzniku lze očekávat v silněji znečištěných oblastech s výskytem agresivních plynů rozptýlených v atmosféře (větší města, průmyslové oblasti). Důležitým faktorem pro vznik a rozvoj poruchy bývá také přístup vody, tzn. zatékání do nosné konstrukce. Výskyt poruchy nesouvisí s provozem na mostě.

· Příčina vzniku poruchy

Příčinou vzniku poruchy jsou chemické a fyzikálně – chemické procesy (v případě koroze I., II. a III. druhu i v případě alkalicko – křemičité reakce), resp. fyzikální procesy (v případě degradace betonu mrazovými cykly). Důležitým faktorem, který umožňuje a podporuje procesy degradace betonu, je přístup vody do konstrukce (tzn. zatékání).

Obr. 6.2.3 Degradace betonu – zatékání a mrazové cykly

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Okamžitý vliv na spolehlivost konstrukce závisí na aktuálním rozsahu degradace betonu. Tento rozsah však nemusí být na pohled zcela zřejmý (hloubka dosahu, celkový zasažený objem betonu, zhoršení mechanických vlastností betonu), navíc je nutno předpokládat, že pokud se degradace betonu nezastaví vhodným zásahem, bude zřejmě pokračovat i nadále. Dalším souvisejícím jevem bývá koroze výztuže v důsledku snížené pasivační funkce betonu, rozvoje trhlin a zvýšeného přístupu vlhkosti k výztuži (***Obr. 6.2.4***).

Lokální poškození betonové konstrukce, připomínající například “hnízdo“ nedokonale zhutněného betonu, zřejmě nebude mít podstatný vliv na spolehlivost konstrukce. U rozsáhlejšího zasažení betonu je však již nutno považovat poruchu za poměrně

závažnou a je nutno zajistit statické posouzení konstrukce. Následně by měla být provedena opatření podle odstavce “Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení“.

- Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

V případě degradace betonu i doprovodné koroze výztuže je nutno počítat s průběžným zhoršováním stavu. Proto by realizace příslušných opatření neměla být příliš odkládána. Základní opatření jsou následující:

- provedení diagnostiky se zaměřením na vlastnosti betonu a jeho zasažení agresivními látkami,
- na základě výsledků diagnostiky je nutno rozhodnout o dalším vhodném postupu (sanace konstrukce, příp. její zesílení, v případě velmi špatného stavu i demolice konstrukce),
- základním zásahem by měla být oprava systému vodotěsné izolace a mostních dilatačních závěrů tak, aby se zamezilo dalšímu zatékání do konstrukce.

Obr. 6.2.4 Degradace betonu – zatékání a mrazové cykly, koroze výztuže

- Vliv poruchy na přechodnost

Degradace betonu je v zásadě velmi závažná porucha betonových konstrukcí. Lokální poškození betonové konstrukce, připomínající například “hnízdo“ nedokonale zhutněného betonu, zřejmě nebude mít podstatný vliv na přechodnost konstrukce. U rozsáhlejšího zasažení betonu je však již nutno považovat poruchu za poměrně závažnou a zajistit statické posouzení konstrukce. Následně by měla být provedena opatření podle odstavce “Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení“.

6.3 Průsaky a vlhkost

- Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv mostní konstrukci. Podle místa vzniku poruchy a projevů na konstrukci můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

a) zatékání poškozeným mostním dilatačním závěrem (***Obr. 6.3.1***),
b) zatékání poškozenou hydroizolací v oblasti římsy nebo (obvykle prefabrikované) konzoly (***Obr. 6.3.2***),
c) zatékání vody do vnitřního objemu konstrukčního betonu (***Obr. 6.3.3***),
d) zatékání do dutin konstrukce s uzavřeným průřezem (***Obr. 6.3.4***).

Obr. 6.3.1 Zatékání poškozeným mostním dilatačním závěrem (voda na úložném prahu, degradace betonu, koroze výztuže, degradace ložisek)

Obr. 6.3.2 Zatékání spárami v prefabrikované konzole (výkvěty na povrchu betonu, degradace betonu, koroze výztuže)

Obr. 6.3.3 Zatékání vody do vnitřního objemu konstrukčního betonu (výkvěty, degradace betonu, koroze výztuže)

Obr. 6.3.4 Zatékání vody do dutiny konstrukce s uzavřeným průřezem

- Diagnostika poruchy a její detekce

Důsledky poruchy zpravidla bývají – zejména v případě rozsáhlejšího a déle trvajícího poškození – snadno viditelné na povrchu konstrukce. Přesto může být v některých případech porucha skrytá a její detekce do značné míry souvisí s členěním poruchy podle předcházejícího odstavce:

a) v případě zatékání poškozeným mostním dilatačním závěrem se porucha projevuje v první řadě v oblasti čel nosných konstrukcí, závěrných zídek a úložných prahů. Pokud není porucha viditelná na povrchu konstrukce, je nutno pro ověření stavu konstrukce tyto oblasti podrobně pohlédnout. Porucha se zde projevuje vlhkostí a v případě delšího trvání také výkvěty, degradací betonu, korozí výztuže a degradací ložisek. S poruchou souvisí i poškození samotných mostních dilatačních závěrů,

b) v oblasti říms a konzol může docházet k zatékání poškozenou hydroizolací v místě příčné dilatační spáry římsy (monolitické nebo prefabrikované) nebo v podélné spáře mezi římsou a okrajem nosné konstrukce (v tomto případě je porucha nejčastější u prefabrikovaných konzol KO1 a KO2). Tato porucha je vždy viditelná na vnějším povrchu konstrukce a projevuje se vlhkostí, výkvěty, krápníky, degradací betonu a korozí výztuže (v každém případě nemusejí být nutně přítomny všechny uvedené projevy),

c) projevy zatékání do vnitřního objemu konstrukčního betonu (např. nadměrně širokými trhlinami, nekvalitním – mezerovitým betonem apod.) bývají rovněž viditelné na povrchu konstrukce. Pouze ve zvláštních případech (zejména v době krátce po vzniku poruchy) nemusejí být tyto projevy zatékání na vnějším povrchu konstrukce ještě viditelné. Jiným způsobem je tato porucha těžko zjistitelná, lze však očekávat, že se poměrně brzy projeví i viditelně na povrchu konstrukce prostřednictvím stop vlhkosti, výkvětů (příp. i krápníků), degradace betonu a koroze výztuže. Pokud voda ve vnitřním objemu konstrukčního betonu zmrzne, bude i takto způsobovat degradaci betonu (projeví se účinek zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů),

d) v případě, že se jedná o konstrukci s uzavřeným průřezem (tj. s vnitřními dutinami), nemusí být projevy zatékání hned viditelné na vnějším povrchu konstrukce, mohou však mít nepříjemné důsledky pro konstrukci i uvnitř dutin. Aby bylo možno vznik této poruchy na konstrukci potvrdit nebo vyvrátit, je nutno pravidelně kontrolovat i vnitřní dutiny konstrukcí. Je proto důležité, aby konstrukce byly opatřeny otvory pro kontrolu, větrání i pro odvodnění vnitřních dutin pro případ, že dojde k zatékání. U novostaveb je nutno takovéto otvory vytvořit již při realizaci, u stávajících konstrukcí by měly být vytvořeny alespoň dodatečně. Voda uzavřená v dutinách bude pravděpodobně časem zatékat do vnitřního objemu konstrukčního betonu (viz ***bod c***). Navíc voda ve vnitřní dutině nosné konstrukce může v zimě zmrznout a následně v důsledku zvětšení objemu způsobit trhliny v konstrukci.

Do protokolu o podrobné prohlídce se zaznamená poloha a rozsah poruchy na konstrukci. Pořídí se fotodokumentace, případně náčrt.

· Frekvence výskytu poruchy

Jedná se o poměrně častou poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv mostní konstrukci. Výskyt poruchy nesouvisí s provozem na mostě.

· Příčina vzniku poruchy

Příčinou vzniku poruchy je závada systému vodotěsné izolace nebo mostních dilatačních závěrů. Může vzniknout v důsledku nekvalitního návrhu (konstrukční řešení mostního objektu, řešení detailů apod.), nekvalitního provedení, použití nekvalitních materiálů, nebo v důsledku prostého vyčerpání životnosti dotčených částí objektu.

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Zatékání do konstrukce samo o sobě nemá podstatný vliv na okamžité snížení spolehlivosti konstrukce. Je však počáteční příčinou dalších procesů, které v důsledku

zatékání v konstrukci probíhají a které již mají bezprostřední vliv na její spolehlivost. Mezi tyto procesy patří zejména:

- degradace betonu – v důsledku koroze betonu a alkalicko-křemičité reakce (ke kterým přítomnost vody vytváří jednu ze základních podmínek), degradace v důsledku zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů,
- trhliny v konstrukci vzniklé v důsledku zvětšení objemu vody zmrzlé ve vnitřních dutinách konstrukcí,
- koroze betonářské výztuže,
- koroze předpínací výztuže.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

V důsledku zatékání do konstrukce dochází ke vzniku, resp. urychlení takových procesů, jako jsou degradace betonu, koroze betonářské výztuže a koroze předpínací výztuže, příp. i trhliny v konstrukci vzniklé v důsledku zvětšení objemu vody zmrzlé ve vnitřních dutinách konstrukcí

Degradace betonu může být ovlivněna následujícím způsobem:

- vyplavování pojiva, což vede k narušení struktury betonu, poškození jeho celistvosti a tím ke snížení odolnosti vůči dalším vlivům působícím na betonovou konstrukci (na povrchu konstrukce se následně objeví výkvěty, případně krápníky) – koroze betonu I., případně II. druhu,
- účinky mrazu, resp. zvětšování objemu vody mrznoucí v pórech a trhlinách betonové konstrukce, které vede k jejímu postupně se zvětšujícímu poškození,
- zvýšená vlhkost zvyšuje účinky agresivního prostředí – chloridů, karbonatace (v důsledku těchto procesů se snižuje pasivační funkce betonu, důležitá pro ochranu výztuže proti korozi; na povrchu zkorodované výztuže se vytvářejí korozní zplodiny, které zvětšují svůj objem a způsobují odtržení krycí betonové vrstvy, čímž se dále urychluje koroze výztuže i degradace betonu), případně i alkalicko-křemičité reakce betonu (působící rozsáhlou degradaci betonu) apod. Určité nebezpečí mohou představovat i sírany, které mohou být přítomny v samotném betonu nebo pocházet z okolního prostředí. U síranových solí po rozpuštění ve vodě dochází následně k rekrystalizaci nebo tvorbě nových krystalů nebo gelovitých fází. Tyto procesy jsou doprovázeny zvětšováním objemu (koroze III. druhu), což může vést k poškození materiálu trháním a oddělováním vrstev.

Ačkoliv určité (značně omezené) snížení plochy *betonářské výztuže* nemívá zpravidla bezprostřední vliv na spolehlivost předpjaté betonové konstrukce (jak bylo zdůvodněno v ***kapitole 3.2.3***), je betonářská výztuž její nedílnou součástí, která přispívá k zajištění požadované duktility konstrukce a její odolnosti proti křehkému lomu, často přispívá k zajištění bezpečnosti na mezi únosnosti a prakticky vždy významně přispívá k zajištění přijatelné šířky trhlin a tím k zajištění dlouhodobé životnosti a spolehlivosti předpjaté konstrukce. Zásadní význam mívá betonářská výztuž také z hlediska namáhání v příčném směru.

Jak *degradace betonu*, tak i *koroze betonářské výztuže* jsou jevy, které jsou pro konstrukci krajně nepříznivé a ve střednědobém horizontu (cca 5 let) mohou vést k významnému snížení spolehlivosti, životnosti a přechodnosti betonové konstrukce. V důsledku pokračujícího působení zatékání na konstrukci dochází k neustálému zhoršování jejího stavu a proto by oprava konstrukce neměla být nikdy příliš odkládána – oprava by neměla být provedena později než maximálně dva roky po vzniku poruchy. Na základě diagnostiky by mělo být stanoveno, zda bude postačovat oprava systému vodotěsné izolace a/nebo mostních dilatačních závěrů, příp. zda již bude nutná i sanace betonové konstrukce.

Jiná situace nastává v případě, kdy je korozí bezprostředně ohrožena *předpínací výztuž, případně její kotvení*. Předpínací výztuž je ke korozi náchylnější, koroze u ní probíhá rychleji než u betonářské výztuže a má rovněž bezprostřední vliv na přechodnost a spolehlivost nosné konstrukce. Pokud je tedy korozí ohrožena, nebo dokonce již i zasažena předpínací výztuž, je nutno zahájit opravu co nejdříve. Prvním krokem by mělo být statické posouzení konstrukce, kterým se posoudí vliv zjištěných poruch na spolehlivost konstrukce a následně se stanoví další postup pro zajištění opravy.

- Vliv poruchy na přechodnost

Zatékání nemívá bezprostřední vliv na okamžité snížení přechodnosti konstrukce, způsobuje ho však v každém případě v delším časovém horizontu v důsledku degradace betonu a betonářské i předpínací výztuže. Pokud již byla korozí zasažena i předpínací výztuž, je ohrožení spolehlivosti a přechodnosti konstrukce zcela bezprostřední a vyžaduje bezodkladné statické posouzení, na základě kterého se rozhodne o dalším postupu opravy.

Poměrně rychlé snížení spolehlivosti však může způsobit voda uzavřená ve vnitřních dutinách nosných konstrukcí. Pokud v těchto dutinách zmrzne, může v důsledku zvětšení svého objemu způsobit trhliny v konstrukci a tím zapříčinit i rychlé a závažné omezení spolehlivosti (a tím i přechodnosti) konstrukce.

6.4 Trhliny v konstrukci

· Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Trhliny přiměřené šířky (tzn. šířky menší než jsou maximální přípustné hodnoty – viz ***kapitola 3.3.8.23*** a ***4.2.1.3***) nejsou samy o sobě poruchou, ale běžným a za normálních okolností prakticky nevyhnutelným projevem působení betonových konstrukcí (pro úplné nebo téměř úplné vyloučení trhlin by bylo nutno provést zvláštní opatření, například plné předpětí ve všech třech směrech, což by však ve většině případů nebylo účelné ani ekonomické). Podle příčiny vzniku a polohy trhlin na konstrukci můžeme rozlišit následující nejčastější případy (viz též ***kapitola 4.2.1.3***):

a) statické trhliny:

- dělící trhliny vznikají v důsledku působení tahové normálové síly (například v železobetonovém táhle). Trhliny bývají kolmé na podélnou osu betonového prvku a rozděleny v poměrně rovnoměrných vzdálenostech (***Obr. 4.3***),
- ohybové trhliny vznikají v důsledku působení normálového napětí vyvozeného ohybovým momentem. Obvykle se vyskytují v tažených oblastech konstrukcí v místech maximálních hodnot ohybových momentů, tzn. v dolních vláknech přibližně v polovině rozpětí polí a v horních vláknech nad mezilehlými podpěrami (ve zvláštních případech, například v důsledku chybného vyztužení, může být poloha trhlin i jiná, výše popsané uspořádání trhlin je však nejčastější). Trhliny jsou kolmé na směr podélných normálových napětí, proto jsou v uvedených oblastech trhliny víceméně svislé (***Obr. 4.2***).

  Tyto trhliny (důležité jsou zejména trhliny nadměrné šířky) mohou vzniknout jak vysokým zatížením konstrukce, tak i naopak snížením její "únosnosti" v důsledku oslabení betonářské a/nebo předpínací výztuže, například korozí nebo únavou materiálu,
- smykové trhliny vznikají v důsledku napětí v hlavním tahu. Obvykle se vyskytují v oblastech s největší hodnotou posouvající síly a/nebo kroutícího momentu, tzn. v blízkosti koncových nebo mezilehlých podpěr. Protože trhliny jsou kolmé na směr hlavního tahu, jsou v blízkosti podpěr šikmé (***Obr. 4.5***),
- trhliny vznikající vlivem rozpínání ledu po zmrznutí vody v dutinách konstrukcí s uzavřeným průřezem,
- ostatní – například podélné trhliny, které vznikají vlivem příčného tahu v důsledku osového tlakového namáhání (například v kotevních oblastech předpjatých konstrukcí, u pilířů apod.), ***Obr. 4.4***,

b) technologické trhliny trhliny a vznikající v důsledku degradačních procesů:

- od plastického smršťování, tzn. od smršťování probíhajícího před počátkem tuhnutí betonu. Pokud tyto trhliny vzniknou, vyskytují se často nad pruty betonářské výztuže (souběžně s těmito pruty) umístěnými blízko povrchu betonu (***Obr. 4.6***),

- smršťovací trhliny v homogenní konstrukci: mohou vznikat buď v povrchové vrstvě betonu, ve které po betonáži dochází k rychlejšímu vysýchání i smršťování než ve vrstvách vnitřních, nebo u konstrukcí s omezenou možností dilatačních posunů (například u konstrukcí rámových),
- smršťovací trhliny v nehomogenní konstrukci složené z částí, které jsou provedené z betonů o různých vlastnostech (především stáří). Typickým příkladem jsou spřažené konstrukce, které se skládají z dříve vybetonovaného nosníku a dodatečně vybetonované spřažené desky. Jak bylo popsáno v kapitole ***4.2.1.3***, v novější části dochází k rychlejšímu smršťování a tím může dojít i ke vzniku smršťovacích trhlin.
- trhliny vzniklé v důsledku teplotních změn (mohly by být zařazeny i mezi "statické"),
- trhliny způsobené únavou materiálu – jak betonu, tak výztuže (betonářské i předpínací, pak by byl průvodním jevem i pokles předpínací síly),
- trhliny způsobené oslabením výztuže (betonářské i předpínací) korozí,
- trhliny způsobené korozí výztuže v důsledku zvětšování objemu korozních produktů (***Obr. 6.4.1***). Nebezpečí oddělování krycí vrstvy signalizují především trhliny, které probíhají rovnoběžně s pruty výztuže a mají stopy korozního zabarvení,
- trhliny způsobené degradací betonu (například v důsledku alkalicko – křemičité reakce - ***Obr. 4.8***, koroze betonu – zejména III. druhu, apod.).

Jako poruchu je možno označit trhlinu především v následujících případech:

- pokud šířka trhliny přesahuje maximální přípustnou hodnotu (viz ***kapitola 3.3.8.23*** a ***4.2.1.3***),
- pokud jsou trhliny projevem negativních procesů a jevů – např. degradace betonu (alkalicko-křemičitá reakce, koroze betonu III. druhu apod.) nebo koroze výztuže (zmenšení plochy výztuže a/nebo v důsledku zvětšování objemu korozních produktů), trhliny vznikající v důsledku zmrznutí vody v dutinách komorových nebo obdobně vylehčených průřezů apod.

Zatímco statické trhliny se vyznačují poměrně uspořádaným rozmístěním (kolmo na směr rozhodujících tahových napětí – viz výše), trhliny technologické a zvláště trhliny vznikající v důsledku některých degradačních procesů (např. alkalicko-křemičitá reakce, koroze betonu III. druhu apod.) vytvářejí na povrchu nepravidelnou a mnohdy i hustou síť.

Trhliny se mohou vyskytovat na jakékoliv betonové konstrukci.

· <u>Diagnostika poruchy a její detekce</u>

Porucha zpravidla bývá viditelná na povrchu konstrukce. Přesto může být v některých případech skrytá nebo obtížněji rozpoznatelná. Úzké trhliny však obvykle nebývají pro konstrukci závažným problémem.

Pokud by trhliny vznikly v souvislosti s oslabením průřezu (betonu a/nebo výztuže – betonářské i předpínací) vlivem koroze a/nebo únavy materiálu, došlo by zřejmě i k nárůstu deformací (průhybů).

Obr. 6.4.1 Trhliny vzniklé v důsledku koroze výztuže a zvětšování objemu korozních produktů

V případě zjištění trhlin (i v případě, že jejich šířka nepřesahuje přípustné hodnoty) je nutno stanovit jejich rozsah a změřit vždy jejich šířku. V případě, že existuje možnost dalšího šíření trhlin nebo významných pohybů v trhlině, provede se sledování trhlin (např. pomocí lepených sklíček, příp. sádrových terčů, event. pomocí moderních diagnostických metod). Do protokolu o podrobné prohlídce se zaznamená poloha a rozsah poruchy na konstrukci. Pořídí se fotodokumentace, případně náčrt.

- Frekvence výskytu poruchy

Trhliny nadměrné šířky a/nebo trhliny vznikající v důsledku degradačních procesů a jevů jsou poměrně řídkým jevem, avšak pokud se vyskytnou, bývají známkou vady materiálu a/nebo návrhu či realizace konstrukce. Přesto i zde mohou existovat výjimky – stanovení šířky trhlin při návrhu je relativně složitým a do značné míry ne zcela spolehlivě řešitelným problémem (vzhledem k řadě velmi nejistých vstupních veličin, které je nutno při návrhu uvažovat). Proto i u správně navržené a realizované konstrukce může dojít k ojedinělému výskytu nadměrně širokých trhlin. Ty by pak měly být bezodkladně opraveny, aby neohrožovaly trvanlivost konstrukce; další nebezpečí pro konstrukci ale nepředstavují. Pro každý takový případ by však mělo být určitě provedeno statické posouzení.

- Příčina vzniku poruchy

Jako poruchu lze označit:

- trhliny nadměrné šířky, které mohou vzniknout:

  - **ü** v důsledku nesprávného návrhu (např. nedostatečné množství nebo nevhodné uspořádání výztuže) a/nebo nesprávné realizace (např. nedostatečné ošetřování betonu) konstrukce,

- **ü** přetížením konstrukce,
- **ü** degradací konstrukce a jejích materiálů,
- **ü** ojediněle může trhlina nadměrné šířky vzniknout i u správně navržené, realizované a provozované konstrukce, a to v důsledku velmi nejistých vstupních údajů, které je nutno uvažovat při návrhu konstrukce z hlediska šířky trhlin,

- trhliny (i malé šířky) vznikající v průběhu degradačních procesů a dalších negativních jevů.

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Trhliny v nějaké formě jsou poměrně běžným jevem a samy o sobě nesnižují spolehlivost konstrukce. Závažnější bývají především široké trhliny, jejichž šířka (podle typu konstrukce) přesahuje hodnotu cca 0,1 - 0,3 mm. Je však nutno rozlišit několik různých případů:

- široké trhliny provázené dalšími průvodními znaky závažné poruchy, především nadměrnými deformacemi, drcením betonu apod. V tomto případě se jedná o přetížení konstrukce provázené již zplastizováním materiálů. Pokud se jedná o staticky určitou konstrukci (například prostý nosník), je již únosnost konstrukce téměř vyčerpána. U staticky neurčité konstrukce je vyčerpána přinejmenším únosnost některého průřezu, v každém případě se však jedná o velmi závažnou poruchu, která vyžaduje okamžité zastavení provozu na mostě a provedení statického posouzení, na jehož základě se rozhodne o dalším postupu,
- široké trhliny, které nejsou provázeny žádným dalším průvodním znakem závažné poruchy. V tomto případě pravděpodobně došlo ke vzniku nadměrné šířky trhlin v důsledku nesprávného uspořádání výztuže (příliš velké průměry a/nebo vzdálenosti prutů výztuže, příliš velké krytí, nesprávné řešení kotvení a stykování výztuže apod.), případně následkem nejistot ve vlastnostech materiálů uvažovaných při výpočtu šířky trhlin. V tomto případě nemá porucha přímou souvislost se snížením spolehlivosti konstrukce, je však významná z hlediska trvanlivosti konstrukce, která je v důsledku širokých trhlin vystavena zvýšeným účinkům agresivity okolního prostředí. I v tomto případě je nutno zajistit statické posouzení, na jehož základě se rozhodne o dalším postupu. Pravděpodobně se bude jednat o sanaci konstrukce, jejíž podstatnou součástí bude bezodkladné utěsnění nadměrných trhlin v betonu,
- pokud se jedná o trhliny způsobené degradačními procesy (např. alkalicko-křemičitá reakce, koroze betonu III. druhu apod.), mohou znamenat závažný problém, a to i při (dosud) malé šířce. Trhliny tohoto typu většinou bývají uspořádány do nepravidelné sítě.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

Pro zjištění, zda pokračuje další rozvoj trhlin, nebo zda jsou již trhliny prakticky neměnné, se provede jejich sledování. K tomu je možno použít jak jednoduché postupy založené např. na použití lepených sklíček (případně sádrových terčů), tak i moderní diagnostické metody.

Trhliny šířky do 0,1 - 0,3 mm (podle typu konstrukce), u nichž nedochází k dalšímu rozšiřování, nebudou pro konstrukci pravděpodobně představovat závažný problém a postačí jejich sledování v rámci pravidelných prohlídek mostního objektu.

U trhliny větší šířky nebo u trhlin s výrazným pohybem je nutno zajistit statické posouzení, na jehož základě se rozhodne o dalším postupu.

Trhliny – i malé šířky – uspořádané na povrchu konstrukce do podoby sítě mohou být způsobeny degradačními procesy a představují proto závažný problém, který je nutno řešit na základě odborného posouzení.

Pokud jsou kromě širokých trhlin na konstrukci viditelné další projevy přetížení, jako jsou nadměrné deformace a drcení betonu, je nutné okamžité zastavení provozu na mostě. O dalším postupu se rozhodne na základě statického posouzení.

- Vliv poruchy na přechodnost

Trhliny šířky do cca 0,1 - 0,3 mm (podle typu konstrukce) nemívají bezprostřední vliv na snížení přechodnosti konstrukce. Ani trhliny širší, pokud nejsou provázeny dalšími znaky výrazného přetížení, nemívají vliv na okamžité snížení přechodnosti. Snižují ji však v delším časovém horizontu v důsledku zvýšených účinků okolního agresivního prostředí na konstrukci. Aby se nepříznivým účinkům zabránilo, je nutné bez přílišných odkladů zajistit sanaci konstrukce.

Pokud jsou kromě širokých trhlin na konstrukci viditelné další projevy přetížení, jako jsou nadměrné deformace a drcení betonu, je nutné okamžité zastavení provozu na mostě. O dalším postupu se rozhodne na základě statického posouzení.

Závažné mohou být trhliny, které vznikají v důsledku zvětšování objemu zmrzlé vody (ledu) uvnitř dutin konstrukcí s uzavřeným průřezem.

Trhliny – i malé šířky – uspořádané na povrchu konstrukce do podoby sítě mohou být způsobeny degradačními procesy a představují proto závažný problém, který je nutno řešit na základě odborného posouzení.

6.5 Koroze a mechanické porušení betonářské výztuže

· Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv konstrukci z předpjatého (i železového) betonu. Podle příčiny vzniku poruchy můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

a) koroze betonářské výztuže,
b) mechanické poškození betonářské výztuže.

Korozi výztuže lze rozdělit do následujících druhů:

a) koroze rovnoměrná, která se projevuje na povrchu výztuže plynule a která způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže,
b) koroze bodová (důlková), která se projevuje v místech lokálního narušení ochranné pasivační vrstvy výztuže (např. v důsledku pronikání chloridů). Bodová koroze výztuže oslabuje její průřez a vytváří v ní vruby. Důsledky bodové koroze bývají vzhledem ke vzniku vrubů horší než důsledky rovnoměrné koroze,
c) mezikrystalová koroze, která se vyskytuje u předpínací výztuže a může vést i k náhlému porušení prakticky bez varování (viz ***kapitola 4.3.2.3*** a ***4.3.2.4***).

Obr. 6.5.1 Zkorodovaná betonářská výztuž “prokreslená“ na povrchu konstrukce

· Diagnostika poruchy a její detekce

Po vzniku koroze bývá porucha viditelná na povrchu konstrukce a je proto zjistitelná vizuálně. Porucha se projevuje “prokreslením“ zkorodované výztuže na povrchu konstrukce, v dalších fázích (po vytvoření korozních produktů vyznačujících se

výrazně větším objemem než původní ocel) také vznikem trhlin podél výztuže a nakonec i odtržením krycí vrstvy.

Do protokolu o podrobné prohlídce se zaznamená poloha a rozsah poruchy na konstrukci. Pořídí se fotodokumentace, případně náčrt.

Za poruchu je ale možno označit už i stav, kdy výztuž sice ještě nezačala korodovat, ale pro korozi již byly vytvořeny podmínky, a to i pod krycí vrstvou betonu, která vypadá napohled neporušená. Důvodem může být například snížení *pH* betonu karbonatací nebo kontaminací chloridy. V této fázi by oprava konstrukce byla zřejmě nejlevnější – vytvoření podmínek pro korozi lze zjistit pomocí nepřímých metod (např. měřením elektrického odporu povrchové vrstvy betonu) nebo stanovením chemických parametrů betonu (*pH*, obsahu chloridů apod.) – viz kapitola ***5.4***. Monitorování průniku chloridů k výztuži (metoda CPMP) je popsáno v ***kapitole 5.8.6.1***.

- Frekvence výskytu poruchy

Jedná se o poměrně častou poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv konstrukci z předpjatého (i železového) betonu. Výskyt poruchy obvykle nesouvisí s provozem na mostě (například ke kontaminaci chloridy ale dochází následkem používání chemických rozmrazovacích prostředků).

Obr. 6.5.2 Odtržení krycí vrstvy výztuže v důsledku zvětšování objemu korozních produktů výztuže

- Příčina vzniku poruchy

Příčinou **koroze** a/nebo porušení betonářské výztuže může obvykle být (podrobnosti o vzniku a průběhu koroze výztuže jsou uvedeny v ***kapitole 4.3.2.3*** a ***4.3.2.4***):

a1) nedostatečná krycí vrstva výztuže (tato závada se vyskytuje prakticky na všech starších konstrukcích), případně odstraněná nebo nekompaktní betonová krycí vrstva v důsledku mechanického poškození (nárazu),

nekvalitního probetonování, koroze výztuže apod. “Nedostatečnost“ krycí vrstvy se může projevit v zásadě dvěma způsoby – buď je v důsledku trhlin a/nebo velmi nekvalitního betonu umožněn prakticky přímý přístup vlhkosti a agresivních látek k výztuži, nebo je v důsledku příliš tenké a/nebo méně kvalitní krycí vrstvy zkrácena doba potřebná k tomu, aby karbonatace nebo nadměrný obsah chloridů dosáhl až k povrchu výztuže; zvyšuje tedy účinky vlivů uvedených dále pod body a2) až a4),

a2) ztráta pasivační funkce betonu v důsledku skutečnosti, že nadměrné snížení hodnoty *pH* (například vlivem karbonatace a/nebo kontaminace chloridy) dosáhlo až k výztuži,

a3) působení agresivních látek,

a4) působení bludných proudů.

b) **mechanické poškození** bývá způsobeno nárazem do konstrukce, nejčastěji nárazem vozidla na komunikaci pod mostem (viz také ***kapitola 6.1***),

c) **únava výztuže** – únavové porušení konkrétního prvku (např. prutu betonářské výztuže) bývá křehké, tzn. rychlé a náhlé. Protože ale pravděpodobně nedojde k únavovému porušení většího počtu prutů ve stejném okamžiku, lze předpokládat, že by únavovému porušení železobetonové konstrukce jako celku předcházelo dostatečné varování v podobě nárůstu deformací a šířky trhlin.
Únavové namáhání betonářské výztuže v tlačených prvcích (tj. v pilířích, předpjatých konstrukcích apod.) je výrazně redukováno, zejména v případě, že nedochází vlivem působícího zatížení k rozevírání trhlin.

Obr. 6.5.3 Koroze obnažené betonářské výztuže

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Jak bylo uvedeno v ***kapitole 3.2.3***, podélná betonářská výztuž obvykle nemá u předpjatých konstrukcí přímý vliv na okamžitou spolehlivost v provozních stavech.

Tento vliv však může mít příčná výztuž (navržená především pro přenesení příčného ohybu, příp. smyku). Na mezi únosnosti již může mít přímý vliv na spolehlivost konstrukce jak příčná, tak i podélná výztuž. Betonářská výztuž bývá rovněž důležitá pro omezení šířky trhlin a má tedy vliv na trvanlivost konstrukce.

Jako doporučení pro provádění prohlídek mostů zde uvedeme předpoklad, že porušení maximálně tří prutů betonářské výztuže na jednom místě ještě nemá vliv na okamžité snížení spolehlivosti konstrukce, při porušení většího počtu prutů výztuže již nelze tento vliv na spolehlivost vyloučit. Lze říci, že závažnější bývá bodová koroze, která kromě zmenšení průřezu výztuže v ní navíc vytváří vruby a tím snižuje její únavovou odolnost.

S korozí a/nebo mechanickým poškozením betonářské výztuže může souviset i poškození betonového průřezu – buď v důsledku odpadnutí krycí vrstvy (vlivem expanze korozních produktů ocelové výztuže), nebo v důsledku mechanického poškození projíždějícím vozidlem apod. Pokud je poškození betonové konstrukce natolik hluboké, že zasáhne až k betonářské výztuži, způsobuje rovněž rozsáhlejší oslabení betonového průřezu nosné konstrukce – orientační doporučení pro provádění prohlídek mostních konstrukcí je v ***kapitole 6.1***.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

Vývoj poruchy lze rozdělit do několika fází:

- Postupná ztráta pasivační funkce betonu vzhledem k ocelové výztuži – snížením *pH* betonu vlivem karbonatace a/nebo kontaminace chloridy (***Obr. 4.12***),
- prokreslení zkorodované výztuže na povrchu betonové konstrukce (***Obr. 6.5.1***),
- vytváření korozních zplodin a zvětšování jejich objemu. V důsledku těchto procesů dochází ke vzniku trhlin až k odtržení betonové krycí vrstvy výztuže (***Obr. 6.5.2***),
- koroze odhalené výztuže (***Obr. 6.5.3***), urychlené v důsledku přímého vystavení výztuže účinkům vnějšího prostředí,
- podstatné oslabení průřezu výztuže, případně i oslabení betonového průřezu.

Výztuž by neměla v žádném případě zůstat odhalená delší dobu, protože vlivem přístupu vlhkosti a případně i agresivních látek pokračuje její koroze. Lze konstatovat, že čím déle bude výztuž korodovat, tím větší bude vliv poruchy na stav mostní konstrukce a tím náročnější potom bude i její oprava. Jako doporučení lze konstatovat, že oprava by měla proběhnout maximálně do jednoho roku až dvou let po zjištění poruchy.

· Vliv poruchy na přechodnost

Na základě výše uvedených údajů lze orientačně předpokládat, že porušení maximálně tří prutů betonářské výztuže na jednom místě ještě nemá vliv na okamžité snížení přechodnosti konstrukce, při porušení většího počtu prutů výztuže již nelze tento vliv na přechodnost vyloučit a situace by měla být řešena na základě statického posouzení.

6.6 Koroze a mechanické poškození předpínací výztuže (kromě poruchy kotvení)

· Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv konstrukci z předpjatého betonu. Podle příčiny vzniku poruchy můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

c) koroze předpínací výztuže,
d) mechanické poškození předpínací výztuže.

Korozi výztuže lze rozdělit do následujících druhů:

- koroze rovnoměrná, která se projevuje na povrchu výztuže plynule a která způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže,
- koroze bodová (důlková), která se projevuje v místech lokálního narušení ochranné pasivační vrstvy výztuže (např. v důsledku pronikání chloridů). Bodová koroze výztuže oslabuje její průřez a vytváří v ní vruby. Důsledky bodové koroze proto bývají horší než důsledky rovnoměrné koroze,
- mezikrystalová koroze, která je specifická pro předpínací výztuž a vyznačuje se nečekaným a často katastrofickým projevem. Vzniku mezikrystalové koroze by se však mělo zabránit řádným provedením příslušných zkoušek před zabudováním výztuže do konstrukce (viz ***kapitola 2.4***, ***4.3.2.3*** a ***4.3.2.4***).

S touto poruchou úzce souvisí i porucha kotvení předpínací výztuže. Pro specifické projevy a důsledky je však tato porucha zpracována samostatně v ***kapitole 6.7***.

Obr. 6.6.1 Odhalený kabelový kanálek

- Diagnostika poruchy a její detekce

Po vzniku koroze bývá porucha viditelná na povrchu konstrukce a je proto zjistitelná vizuálně. Zejména u dodatečně předpjatých konstrukcí je však její včasná vizuální detekce komplikována tím, že předpínací výztuž je vedena v kabelových kanálcích a bývá umístěna ve větší hloubce pod povrchem betonu a může tedy po určitou dobu probíhat prakticky nepozorovaně. Porucha se může projevit tím, že z konstrukce vytéká voda zbarvená korozí, případně i "prokreslením" zkorodované výztuže (např. předem napínané předpínací výztuže, kanálků dodatečně napínané předpínací výztuže atd.). V dalších fázích (po vytvoření korozních produktů vyznačujících se výrazně větším objemem než původní ocel) se (opět spíše u předem napínané výztuže, která není vedena v kabelovém kanálku a bývá umístěna blíže k povrchu betonu) může projevit také vznikem trhlin podél výztuže a nakonec i odtržením krycí vrstvy.

Do protokolu o podrobné prohlídce se zaznamená poloha a rozsah poruchy na konstrukci. Pořídí se fotodokumentace, případně náčrt.

Za poruchu je ale možno označit už i stav, kdy výztuž sice ještě nezačala korodovat, ale pro korozi již byly vytvořeny podmínky – buď v důsledku nekvalitně zainjektovaných kabelových kanálků, nebo v důsledku postupného snižování pasivační funkce krycí betonové vrstvy vlivem poklesu *pH* (následkem karbonatace betonu nebo kontaminace chloridy). V této fázi by oprava konstrukce byla zřejmě nejlevnější – snížení pasivační funkce krycí vrstvy lze zjistit pomocí nepřímých metod (např. měřením elektrického odporu povrchové vrstvy betonu) nebo stanovením chemických parametrů betonu (*pH*, obsahu chloridů apod.) – viz ***kapitola 5.4***. Je také možno monitorovat průnik chloridů k výztuži např. metodou CPMP) – viz ***kapitola 5.8.6.1***. Nekvalitně zainjektované kabelové kanálky je možno zjistit pomocí endoskopu, pomocí ultrazvukových nebo radiografických metod, přenosným radarem apod. – viz kapitola ***5.6.2***.

Obr. 6.6.2 Odhalená a korodující předpínací výztuž

· Frekvence výskytu poruchy

Jedná se o poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv konstrukci z předpjatého betonu. Výskyt poruchy obvykle nesouvisí s provozem na mostě (například ke kontaminaci chloridy ale dochází následkem používání chemických rozmrazovacích prostředků).

· Příčina vzniku poruchy

Příčinou **koroze** a/nebo porušení předpínací výztuže může být (podrobnosti o vzniku a průběhu koroze výztuže jsou uvedeny v ***kapitole 4.3.2.3*** a ***4.3.2.4***):

a1) nedostatečná krycí vrstva výztuže (u dodatečně napínané přepínací výztuže se vzhledem k jejímu umístění ve větší hloubce pod povrchem betonu tato závada příliš vyskytuje), případně odstraněná nebo nekompaktní betonová krycí vrstva v důsledku mechanického poškození (nárazu), nekvalitního probetonování apod. Nedostatečná krycí vrstva urychluje působení nepříznivých vlivů, uvedených dále v bodech a2) až a5),
a2) ztráta pasivační funkce betonu v důsledku skutečnosti, že nadměrné snížení hodnoty *pH* (například vlivem karbonatace a/nebo kontaminace chloridy) dosáhlo až k výztuži,
a3) nekvalitně provedená injektáž kabelového kanálku,
a4) působení agresivních látek,
a5) působení bludných proudů.

b) **mechanické poškození** bývá způsobeno nárazem do konstrukce, nejčastěji nárazem vozidla na komunikaci pod mostem (viz také ***kapitola 6.1***),

c) **únava výztuže** - únavové porušení konkrétního prvku (např. drátu, tyče, případně lana předpínací výztuže) bývá křehké, tzn. rychlé a náhlé. Protože ale pravděpodobně nedojde k únavovému porušení většího počtu prvků ve stejném okamžiku, lze předpokládat, že by únavovému porušení předpjaté konstrukce jako celku předcházelo dostatečné varování v podobě nárůstu deformací a šířky trhlin.
Pokud se v průřezech konstrukce neotvírají v důsledku zatížení trhliny (tzn. pokud průřez zůstává tlačen), nebývá namáhání na únavu výrazné.

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Předpínací výztuž má zásadní význam pro spolehlivost nosné konstrukce vyrobené z předpjatého betonu. V každém případě je nutno považovat korozi i mechanické poškození předpínací výztuže za poruchu zcela zásadního významu. Poruchu je nutno bez odkladu odborně posoudit a stanovit další postup.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

Výztuž by neměla v žádném případě zůstat vystavena účinkům vnějšího prostředí a/nebo koroze delší dobu, protože vlivem přístupu vlhkosti a případně i agresivních látek pokračuje její koroze. Lze konstatovat, že čím déle bude výztuž korodovat, tím větší bude vliv poruchy na stav mostní konstrukce a tím náročnější potom bude i její

oprava. Předpínací výztuž je rovněž výrazně náchylnější ke korozi než výztuž betonářská. Jako doporučení lze konstatovat, že provizorní ošetření výztuže by mělo proběhnout prakticky okamžitě, důkladná oprava by měla být provedena maximálně do jednoho roku po zjištění poruchy. Rovněž v případě mechanického poškození přepínací výztuže je nutno bez odkladu stanovit další postup a konstrukci opravit.

Pokud jsou na konstrukci viditelné známky jejího přetížení, jako jsou široké trhliny (přes cca 0,1 až 0,3 mm podle typu konstrukce), nárůst průhybů, příp. i drcení betonu apod., je nutno zajistit statické posouzení, na jehož základě se stanoví další postup. Uvedené známky přetížení mohou být důsledkem jak nadměrného zatížení konstrukce, tak naopak i oslabení (především výztuže) vlivem koroze nebo jiných degradačních procesů. Trhliny je nutno sledovat - např. pomocí nalepených sklíček, příp. pomocí moderních diagnostických metod.

- Vliv poruchy na přechodnost

Vliv poruchy na přechodnost závisí na množství předpínací výztuže, která je porušena.

Vzhledem k tomu, že předpínací výztuž má zásadní význam pro spolehlivost nosné konstrukce vyrobené z předpjatého betonu, je však nutno v každém případě považovat korozi i mechanické poškození předpínací výztuže za poruchu zcela zásadního významu. Poruchu je nutno bez odkladu odborně posoudit a stanovit další postup.

O mimořádně závažnou poruchu se zcela jistě jedná v případě, že jsou na konstrukci viditelné známky jejího přetížení, jako jsou široké trhliny (přes cca 0,1 až 0,3 mm – podle typu konstrukce), nárůst průhybů, příp. i drcení betonu apod.

6.7 Porucha kotev předpínací výztuže

· Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv konstrukci z dodatečně předpjatého betonu. U předem předpjatého betonu je předpínací výztuž kotvena soudržností; pokud by zde došlo k poruše, jednalo by se o korozi nebo mechanické porušení předpínací výztuže, příp. poškození betonu – viz ***kapitola 6.6*** a ***6.2***.

I u dodatečně předpjatých konstrukcí koroze nebo mechanické poškození předpínací výztuže s poruchou kotvení úzce souvisí. Pro specifické projevy a důsledky je však tato porucha zpracována samostatně v ***kapitole 6.6***.

Obr. 6.7.1 Odhalená a korodující kotva s přepínací výztuží

· Diagnostika poruchy a její detekce

Konkrétní stav výztuže a injektáže kanálku u kotvy bývá nutno zjistit speciálními diagnostickými metodami (viz ***kapitola 5.3*** a ***5.6*** – například prohlídkou vnitřního prostoru kabelového kanálku pomocí endoskopu, ultrazvukovými nebo radiografickými metodami, přenosným radarem apod.). Prvotní diagnostika poruchy kotvení však bývá provedena a porucha zjištěna vizuální prohlídkou. Účinnost prohlídky ale do určité míry závisí na konečné úpravě kotev po předepnutí výztuže a zainjektování kabelových kanálků. Používané možnosti jsou především následující:

- umístění kotvy na povrchu konstrukce – viz ***Obr. 6.7.1***. Při této úpravě je kotva snadno kontrolovatelná a vizuálně může být zjistitelná i případná absence přepínací výztuže, kotva je však velmi málo chráněná proti účinkům vnějšího prostředí (je chráněna pouze nátěrem, pokud byl proveden) a dnes by takové řešení nemělo být použito. Vyskytuje se však u starších konstrukcí,

- dnes bývají kotvy umístěny do “kapes“ v kotevním čele nosné konstrukce (***Obr. 6.7.2***). Kotvy kabelů se soudržností bývají nakonec obvykle zabetonovány (***Obr. 6.7.3***), méně často bývají pouze zakryty víčky s protikorozní ochranou (v principu řešení obdobné jako na ***Obr. 6.7.2***). Naopak u kabelů bez soudržnosti bývají ponechána víčka přístupná, aby se umožnila případná snadná výměna kabelů v budoucnosti. Z tohoto důvodu u volných kabelů také bývá za kotvou po napnutí ponechán poněkud delší přesah výztuže, za který je možno výztuž uchopit v případě jejího dopnutí nebo odkotvení (z důvodu výměny) – viz ***Obr. 2.35*** a ***2.36***.

Poruchu kotvení mohou při vizuální prohlídce signalizovat následující průvodní jevy v oblasti kotvení:

a) mokré, zkorodované, příp. i mechanicky poškozené kotvy,
b) viditelná absence přepínací výztuže v kotvě,
c) korozí zbarvená voda vytékající z kotev, kanálků, nebo trhlin v konstrukci,

nebo mimo vlastní oblast kotvení, kdy se na konstrukci nepříznivě projeví pokles přepínací síly – obvykle tak, že jsou v konstrukci:

d) smykové trhliny (viz též ***kapitola 4.2.1.3*** a ***6.4***). Pokud je konstrukce předepnuta pomocí předpínací výztuže se soudržností a pokud byly kabelové kanálky kvalitně zainjektovány cementovou maltou, bude vlivem poruchy kotvení vyřazena z funkce pouze část výztuže navazující na kotvení, zatímco ve větší vzdálenosti se porucha neprojeví. Vzdálenější oblasti konstrukce by tedy touto poruchou neměly být dotčeny, pokles předpínací síly se však může projevit u podpěry přilehlé ke kotvám, kde způsobí nárůst napětí v hlavním tahu a vznik smykových trhlin (***Obr. 4.5***),
e) ohybové trhliny (viz též ***kapitola 4.2.1.3*** a ***6.4***). **Vážná je porucha kotvy u nesoudržné předpínací výztuže** (v mostním stavitelství obvykle tzv. “volné kabely“), kdy následkem poruchy kotvy dojde k vyřazení celého předpínacího prvku (kabelu, případně tyče). Obdobné účinky mohou nastat i v případě, že předpínací výztuž se soudržností (resp. výztuž, u které se soudržnost předpokládala) se nachází v nekvalitně zainjektovaném kanálku. V důsledku této skutečnosti může dojít k určitému snížení soudržnosti výztuže s betonem a k poklesu přepínací síly na větší délce přepínacího prvku, následkem čehož dojde ke vzniku nejen smykových, ale i ohybových trhlin.

· <u>Frekvence výskytu poruchy</u>

Jedná se o poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv konstrukci z dodatečně předpjatého betonu. Výskyt poruchy nesouvisí s provozem na mostě.

· <u>Příčina vzniku poruchy</u>

Vznik poruchy nejčastěji souvisí se zatékáním vody do konstrukce, v důsledku kterého dochází k degradaci kotvy, korozi výztuže a následně k porušení kotvení. K zatékání do konstrukce (viz ***kapitola 6.3***) dochází v důsledku poruchy systému vodotěsné izolace nebo poruchy mostního dilatačního závěru. Porucha může souviset i s nekvalitně zainjektovaným kanálkem, příp. i tělesem vlastní kotvy, což opět

usnadňuje korozi výztuže i degradaci kotvy. Proces se urychluje v prostředí s výskytem agresivních látek nebo s výskytem bludných proudů a také v případě, že je snížena pasivační funkce betonu (pokles *pH* betonu v okolí výztuže např. vlivem karbonatace nebo působením chloridů).

Obr. 6.7.2 Kotvy předpínacích kabelů (se soudržností) v čele nosné konstrukce (most Březno u Chomutova). Po napnutí a zainjektování kabelů byly kotvy zabetonovány. Zejména u kabelů bez soudržnosti (“volných kabelů“) bývají ponechána víčka kotev přístupná pro zachování možnosti snadné výměny kabelů.

Obr. 6.7.3 Čelo (dvoutrámové) nosné konstrukce se zabetonovanými kotvami předpínacích kabelů se soudržností – na obrázku vlevo; vpravo je závěrná zídka

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Předpínací výztuž, včetně kotvení, má zásadní význam pro spolehlivost nosné konstrukce vyrobené z předpjatého betonu. V každém případě je nutno považovat poškození předpínací výztuže i poškození kotvení za poruchu zcela zásadního významu. Poruchu je nutno bez odkladu odborně posoudit a stanovit další postup.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

Degradované kotvení by nemělo v žádném případě zůstat vystaveno účinkům vnějšího prostředí a/nebo koroze delší dobu, protože vlivem přístupu vlhkosti a případně i agresivních látek pokračuje jeho koroze. Lze konstatovat, že čím déle bude výztuž a její kotvení korodovat, tím větší bude mít porucha vliv na spolehlivost nosné konstrukce a tím náročnější bude i následná oprava. Jako doporučení lze konstatovat, že provizorní ošetření a odborné posouzení by mělo proběhnout prakticky okamžitě, důkladná oprava by měla být provedena maximálně do jednoho roku po zjištění poruchy.

Opatření vedoucí k odstranění poruchy lze rozdělit do tří základních skupin:

- opatření vedoucí k zabránění zatékání do konstrukce – oprava mostního dilatačního závěru a/nebo oprava systému vodotěsné izolace,
- oprava injektáže kabelového kanálku,
- opatření zahrnující statické zajištění konstrukce s porušeným kotvením (například výměna volných kabelů, doplnění další výztuže předpínací nebo případně betonářské apod.).

Pokud jsou na konstrukci viditelné známky jejího přetížení, jako jsou široké trhliny (přes cca 0,1 až 0,3 mm – podle typu konstrukce), nárůst průhybů, příp. i drcení betonu apod., je nutno okamžitě zajistit statické posouzení konstrukce, na jehož základě se stanoví další postup. Trhliny je nutno sledovat např. pomocí nalepených sklíček, příp. pomocí moderních diagnostických metod (viz ***kapitola 5***).

· Vliv poruchy na přechodnost

Vliv poruchy na přechodnost závisí na množství předpínací výztuže, která je vlivem poruchy kotvení vyřazena z funkce.

Vzhledem k tomu, že předpínací výztuž má zásadní význam pro spolehlivost nosné konstrukce vyrobené z předpjatého betonu, je nutno v každém případě považovat poškození předpínací výztuže i jejího kotvení za poruchu zcela zásadního významu. Poruchu je nutno bez odkladu odborně posoudit a stanovit další postup.

O mimořádně závažnou poruchu se zcela jistě jedná, pokud jsou na konstrukci viditelné známky jejího přetížení, jako jsou široké trhliny (přes cca 0,1 až 0,3 mm – podle typu konstrukce), nárůst průhybů, příp. i drcení betonu apod.

6.8 Vliv poruch dalších částí mostu na stav nosné konstrukce

· Popis výskytu poruchy včetně zobrazení

Tyto poruchy se obecně mohou vyskytovat na jakékoliv konstrukci z předem i z dodatečně předpjatého betonu. Porucha dalších částí mostu může mít buď přímý a okamžitý vliv na spolehlivost konstrukce (např. porucha ložisek), nebo může patřit k počátečním příčinám degradace hlavní nosné konstrukce (např. porucha systému vodotěsné izolace).

K poruchám uvedeného typu patří:

- poškození systému vodotěsné izolace (***Obr. 6.8.1***),
- poškození říms (***Obr. 6.8.1***),
- poškození ložisek (***Obr. 6.8.2***),
- poškození mostních dilatačních závěrů a dilatačních spár (***Obr. 6.8.2***).

V této kapitole se nezabýváme poruchami, které nemají podstatný vliv na zatížitelnost nosné konstrukce nebo celého objektu (např. poškození zábradlí) ani poruchami spodní stavby.

Obr. 6.8.1 Poškození hydroizolace, degradace betonu a koroze výztuže římsy i nosné konstrukce

· Diagnostika poruchy a její detekce

Detekce poruchy závisí na jejím druhu:

- poškození systému vodotěsné izolace se projevuje viditelnými známkami zatékání do konstrukce, mezi které patří vlhké oblasti na konstrukci, vyluhování pojiva, degradace betonu, viditelné známky koroze výztuže apod.,
- poškození říms může vést k mechanickému poškození navazující části nosné konstrukce a velmi často vede k porušení hydroizolace, k zatékání do

konstrukce a k degradaci nosné konstrukce. Typickým příkladem je porušení v oblasti prefabrikovaných konzol KO-1 a KO-2,

- poškození ložisek může zahrnovat vliv zatékající vody a korozi ložisek, zvýšení tření v ložisku vlivem koroze nebo nadměrného znečištění, mechanické poškození ložisek, vysunutí ložisek mimo maximální dosah apod.,
- poškození v oblasti mostních dilatačních závěrů a jejich funkce může zahrnovat jejich zablokování (například zrny štěrku zapadanými do pohyblivých mezer v závěru), zejména u opěr založených na jedné řadě pilot někdy dochází k naklonění opěry a její zapření o čelo nosné konstrukce. Hlavní nosná konstrukce pak bývá v těchto případech namáhána dalšími silami, na které nebyla dimenzována. U mostních závěrů může také dojít k jejich porušení, způsobujícímu zatékání do prostoru v místě ukončení nosné konstrukce a k degradaci přilehlých konstrukcí.

Veškeré uvedené poruchy jsou obvykle vizuálně zjistitelné již velmi brzy po jejich vzniku.

Obr. 6.8.2 Zatékání na úložný práh (porušeným mostním dilatačním závěrem), degradace betonu, koroze výztuže, koroze a znečištění ložisek, odtržené přibetonování kotev předpínací výztuže

· Frekvence výskytu poruchy

Jedná se o poruchy, které se mohou vyskytnout prakticky na jakékoliv konstrukci z předem i z dodatečně předpjatého betonu (ne všechny mosty ale obsahují všechny zde uvedené části – existují například mosty bez ložisek nebo bez mostních dilatačních závěrů). Výskyt poruchy nesouvisí s provozem na mostě (kromě vykolejení apod.).

· Příčina vzniku poruchy

Vznik poruchy nejčastěji souvisí se zatékáním vody do konstrukce, v důsledku kterého pak dochází ke korozi a degradaci nosné konstrukce i dalších částí mostu. Další příčinou může být nadměrné opotřebení nebo znečištění příslušného prvku.

· Závažnost poruchy ze spolehlivostního hlediska

Závažnost závisí na druhu poruchy, která se na konstrukci vyskytuje:

- poškození systému vodotěsné izolace nezpůsobí snížení spolehlivosti okamžitě, způsobuje však zatékání do konstrukce a její degradaci, což postupně vede i ke snížení její spolehlivosti (viz ***kapitola 6.3***),
- poškození říms opět vede nejčastěji k degradaci konstrukce vlivem zatékání, což má v průběhu času vliv na spolehlivost konstrukce,
- poškození ložisek se může projevit více způsoby – v případě jejich mechanického poškození dojde k poklesu konstrukce a k jejímu okamžitému namáhání silami, na které nebyla dimenzována. Současně dojde k zablokování jejich pohybu, obdobně jako v případě jejich nadměrné koroze, znečištění nebo překročení maximálních možných posunů. Ve všech těchto případech dochází ke vzniku vodorovných sil (v případě poklesů i sil ve svislém směru), na které nebyla konstrukce navržena a které vedou ke snížení její spolehlivosti,
- poškození mostních dilatačních závěrů vede k okamžitému snížení spolehlivosti v případě jejich zablokování, protože konstrukce je namáhána silami, na které nebyla navržena. V případě, že jsou mostní dilatační závěry porušeny tak, že dochází k zatékání do konstrukce, je důsledkem i její postupná degradace a snížení její spolehlivosti.

· Předpokládaný rozvoj a doporučené řešení

Uvedené závady by neměly v žádném případě zůstat delší dobu bez opravy, protože stav konstrukce se může pouze zhoršovat. Lze konstatovat, že čím déle bude porucha působit, tím horší bude mít vliv na spolehlivost konstrukce a tím náročnější bude i následná oprava. Jako doporučení lze konstatovat, že oprava systému vodotěsné izolace a v běžných případech i oprava mostních dilatačních závěrů by měla proběhnout maximálně do jednoho roku po zjištění poruchy; podstatná závada ložisek by však měla být odstraněna prakticky okamžitě (může si dokonce vyžádat i dočasné zastavení provozu na mostě).

· Vliv poruchy na přechodnost

Vliv poruchy na přechodnost závisí na rozsahu, kterého již porucha dosáhla. S výraznějším vlivem na přechodnost je nutno počítat zejména v následujících případech:

- rozsáhlejší degradace konstrukce vlivem zatékání (viz též porucha v ***kapitole 6.3***),
- mechanické porušení nebo zablokování posunu ložisek,
- zablokování mostních dilatačních závěrů.

V těchto případech, event. i v dalších případech, kdy existují pochybnosti o spolehlivosti konstrukce, je nutné bezodkladné statické posouzení, na jehož základě se rozhodne o dalším postupu.

7. Hodnocení železničních mostů z předpjatého betonu

7.1 Úvod

Ve správě SŽDC, s.o. je v současné době přibližně 165 mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu. Z tohoto počtu je 146 konstrukcí prefabrikovaných a 19 monolitických (atypických), nejstarší most s předpjatou nosnou konstrukcí u nás byl vybudován v roce 1954.

Pro ověření dlouhodobého působení tohoto typu mostů vypsala Správa železniční dopravní cesty, s.o. úkol s názvem „Diagnostika mostů s předpjatou nosnou konstrukcí“. Tento úkol, zpracovávaný v letech 2015 až 2016, zahrnoval podrobné vizuální prohlídky 43 mostů a diagnostiku a výpočet zatížitelnosti nosných konstrukcí pěti z nich. Diagnostický průzkum zahrnoval i měření předpínací síly a stanovení korozivity prostředí z hlediska vlivu bludných proudů.

7.2 Vizuální prohlídky

V rámci této části úkolu byly provedeny podrobné vizuální prohlídky 43 mostních objektů s důrazem na jejich nosnou konstrukci. Objekty pro prohlídky byly zvoleny tak, aby zahrnovaly jak prefabrikované konstrukce vyskytující se v síti SŽDC, s.o. ve větším počtu, tak i konstrukce navržené individuálně. Zastoupení jednotlivých typů konstrukcí je uvedeno v ***Tabulce 7.1***.

Tabulka 7.1 Zastoupení jednotlivých typů konstrukcí zvolených pro vizuální prohlídky

Typ n.k.	MPD	KDP	KT	PSKT	MT-AB	I	Prefa atyp.	Monolit
Počet	3	7	15	2	2	1	9	4

Mezi poruchy pozorované při prohlídkách nejčastěji patří zatékání do konstrukce (zejména spárami mezi jednotlivými díly prefabrikovaných konzol a příčnými (dilatačními) spárami konstrukcí nad podpěrami (38 případů), odhalené kabelové kanálky (obvykle následkem nárazu vozidla jedoucího pod mostem, někdy i s porušením kanálku a odhalením předpínací výztuže, 12 případů), vylomená větší část betonu (ze stejného důvodu, do hloubky cca 5 cm, 5ks), výrazněji narušené koncové dobetonávky nad kotvami dodatečně napínaných kabelů (12x), odhalené kotvy (8x), výraznější trhliny (obvykle podélné) v nosné konstrukci (12x), větší množství korodující betonářské výztuže, přičemž na řadě míst je minimální i prakticky nulové krytí (7x), neprobetonovaná hnízda (5x), povrch narušený mrazem (5x), narušené (nedokonale vyplněné epoxidem) příčné kontaktní spáry (3x), výraznější přitížení štěrkem (2x). Podrobný přehled poruch je v ***Příloze 1***.

Na základě provedených prohlídek lze dále podrobněji konstatovat:

a) téměř u všech konstrukcí dochází k zatékání příčnými i podélnými spárami prefabrikovaných konzol (***Obr. 7.1***); nejlepších výsledků bylo dosaženo při vyplnění spár asfaltem nebo maltou; i v těchto případech se však již začínají

projevovat drobné poruchy; zatékáním může být ovlivněno i kotvení bočních konzol a říms k nosné konstrukci,

Obr. 7.1 Projevy zatékání spárami prefabrikovaných konzol (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.2 Zatékání příčnými spárami u monolitických konzol (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.3 Zatékání příčnou spárou nad pilířem (porucha dle ***kap. 6.3***)

b) i v případě monolitických konzol dochází prakticky pravidelně k silnému zatékání jejich příčnými dilatačními spárami (***Obr. 7.2***); v nejlepším stavu bývají konzoly, které mají dilatační spáry pouze nad podpěrami, na celou délku pole jsou ale spojité a zcela bez dilatačních spár,

c) téměř u všech konstrukcí dochází (často i k silnému) zatékání příčnými dilatačními spárami nad podpěrami (***Obr. 7.2***, ***7.3***). Vlivem zatékání na úložné prahy dochází ke korozi a poškozování ložisek,

d) velice často dochází k zatékání v podélných mezerách mezi prefabrikovanými nosníky (***Obr. 7.4***), přičemž v některých případech bývá zatékání horší v odvodňovaných spárách (ve kterých jsou nebo byly odvodňovací žlaby), jindy naopak ve spárách neodvodňovaných, ve kterých odvodňovací žlaby nikdy nebyly (spáry jsou oproti okolnímu povrchu nosné konstrukce vyvýšené a jsou zakryté); jako nejvýhodnější řešení se jeví důkladné a trvanlivé těsnění podélných mezer, např. pomocí podélně uložených mostních závěrů,

e) zatékání se v nějaké formě a míře projevuje na velké většině mostů; někdy ale projevy zatékání – výluhy pojiva, krápníky, degradace betonu apod. – působí dojmem, že jsou již staršího data a že vznikly před případnou opravou systému vodotěsné izolace,

f) zatékání s výluhy pojiva se projevuje u velké části pracovních spár– jak ve spodní stavbě (***Obr. 7.5***), tak například i mezi nosnou konstrukcí a monolitickou konzolou nebo římsou (***Obr. 7.6***), mezi stěnou a deskou komorové nosné konstrukce apod. (***Obr. 7.7***); bylo by vhodné tyto trhliny trvanlivě utěsnit, např. krystalizačním nátěrem,

g) prakticky pravidelně koroduje příčná betonářská výztuž v horní přírubě nosníků (***Obr. 7.1***, ***7.3***, ***7.4***),

h) téměř vždy se vyskytují zkorodované pruty betonářské výztuže na dolním povrchu konstrukcí; takových prutů bývá nejvíce v okolí pracovních spár nosníků sepnutých z více dílů, případně také bývá těchto projevů více v krajních dílech než v díle středním (***Obr. 7.8***),

Obr. 7.4 Zatékání v podélných spárách mezi prefabrikovanými nosníky (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.5 Zatékání v pracovních spárách opěry s výluhy pojiva (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.6 Zatékání v pracovní spáře mezi nosnou konstrukcí a monolitickou římsou (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.7 Zatékání v pracovní spáře mezi stěnou a dolní deskou komorové konstrukce (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.8 Korodující pruty betonářské výztuže na dolním povrchu nosníků (porucha dle ***kap. 6.5***)

Obr. 7.9 Odlomená hrana konstrukce a odhalený kabelový kanálek (porucha dle ***kap. 6.1***, ***6.5***, ***6.6***)

i) u konstrukcí zejména (ale nejen) v menší výšce nad přemosťovanými komunikacemi dochází pravidelně k odlamování hran a poměrně často i k odhalení kabelových kanálků, příp. i přímo předpínací výztuže (***Obr. 7.9***); vhledem k počtu takových případů by bylo vhodné u mostů v menší výšce nad pozemními komunikace provést zesílení dolního povrchu (rovněž u novostaveb

již při výrobě) „opancéřováním“, případně alespoň zvětšením tloušťky krycí betonové vrstvy okolo předpínací výztuže,

j) poměrně často bývají poškozeny monolitické dobetonávky na koncích dodatečně předpjatých konstrukcí i odhaleny kotvy předpínací výztuže (***Obr. 7.10***),

Obr. 7.10 Poškozená monolitická dobetonávka určená pro ochranu kotev předpínací výztuže (porucha dle ***kap. 6.7***)

k) zdá se, že u předem předpjatých konstrukcí je předpínací výztuž více náchylná k poškození vlivem nárazu vozidla a uražení dolní hrany betonového průřezu; jedná se jak o ohrožení mechanickým poškozením, tak i o zvýšené riziko koroze, protože výztuž je blíže k povrchu a není už chráněna žádným dalším způsobem (např. kabelovým kanálkem),

l) bylo by vhodné pročistit a upravit dilatační spáry nad podpěrami – bývají vyplněné Heraklitem, přes který často přetekl beton k bednění, jsou nepravidelné, nevětrané a přeteklý beton může při opření o protilehlou část konstrukce způsobit odštípávání hran konstrukcí (***Obr. 7.11***),

m) na mostech přes vodní toky se v některých případech vyskytuje narušení dolního povrchu nosníků, zřejmě způsobené následkem zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů (***Obr. 7.12***),

n) u konstrukcí, které jsou orientovány ve směru východ – západ a jedna jejich strana je tedy vystavena výrazným účinkům oslunění, se projevují poruchy na povrchu betonu způsobené pravděpodobně nerovnoměrnými změnami teploty (síť nepravidelných trhlin, obvykle však vlasových),

o) u prefabrikovaných konstrukcí bývají montážní otvory (přibližně 100 mm veliké) v horní přírubě, které byly nedokonale vyplněny a utěsněny a kterými výrazně zatéká na nosnou konstrukci i na spodní stavbu (***Obr. 7.13***),

Obr. 7.11 Dilatační spára nad pilířem vyplněná Heraklitem a částečně přeteklým betonem (porucha dle ***kap. 6.2***, ***6.3***, ***6.8***)

Obr. 7.12 Narušený dolní povrch nosné konstrukce nad vodním tokem (porucha dle ***kap. 6.2***)

Obr. 7.13 Zatékání bývalým montážním otvorem v prefabrikovaném nosníku (porucha dle ***kap. 6.3***)

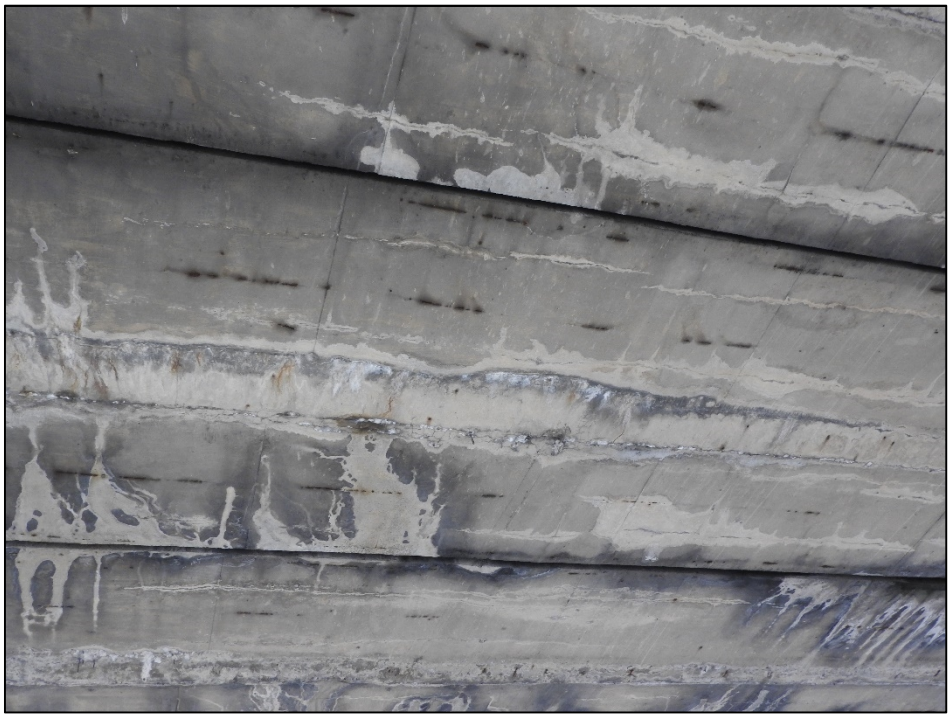
p) ojediněle se vyskytují tak silné výluhy pojiva, že již mohou mít vliv na složení a vlastnosti betonu nosné konstrukce (***Obr. 7.14***),

q) na menším počtu konstrukcí byly zjištěny podélné, případně šikmé trhliny, jejichž většinou zřejmě souvisejí s průběhem kabelových kanálků (***Obr. 7.15***),

r) v jednom případě bylo na několika místech zjištěno výraznější poškození horní desky nosné konstrukce (***Obr. 7.16***). Odhalený kabelový kanálek ale sloužil pouze pro dočasný kabel používaný během výstavby a na základě přepočtu konstrukce lze říci, že oslabení průřezu nemá podstatný vliv na zatížitelnost mostu,

s) u nosné konstrukce z nosníků PSKT bylo v jednom případě zjištěno „prolomení“ v místě horní desky. Zřejmě se jedná spíše pouze o poškození prefabrikátu tvořícího ztracené bednění horní desky, tento předpoklad by však bylo vhodné ověřit (***Obr. 7.17***).

Obr. 7.14 Ojediněle se vyskytující rozsáhlé výluhy pojiva (porucha dle ***kap. 6.2***, ***6.3***)



Obr. 7.15 Podélné trhliny na nosné konstrukci (porucha dle ***kap. 6.3***, ***6.4***)

Obr. 7.16 Výraznější poškození dolního povrchu horní desky komorové konstrukce (porucha dle ***kap. 6.1***)

Obr. 7.17 Poškození uvnitř nosníku PSKT (spíše prefabrikované ztracené bednění), (porucha dle ***kap. 6.1***, ***6.8***)

Kromě prohlídek provozovaných mostů byla v průběhu jeho demolice provedena i prohlídka konstrukce mostu z nosníků PSKT u Veselí nad Lužnicí, který se nacházel na rušené (a překládané) části trati České Budějovice – Veselí nad Lužnicí. Beton nosné konstrukce byl vizuálně kvalitní a neporušený, rovněž předpínací i betonářská výztuž byla nepoškozená a nezkorodovaná (***Obr. 7.18***).

Obr. 7.18 Nosník PSKT v průběhu demolice mostu u Veselí nad Lužnicí

7.3 Diagnostický průzkum

Na základě provedených vizuálních prohlídek bylo vybráno pět mostů, u kterých byl následně proveden diagnostický průzkum a poté i výpočet zatížitelnosti nosné konstrukce. Mosty byly opět vybrány tak, aby zahrnovaly typizované konstrukce existující ve větším počtu, ale i reprezentativní (z hlediska doby výstavby a návrhových norem, stavu nosné konstrukce a pozorovaných poruch) konstrukci atypickou. Jednalo se o následující mosty:

a) most v km 32,544 TÚ Polanka nad Odrou – Ostrava-Kunčice (Ostrava), rok uvedení do provozu 1964,
b) most v km 5,429 TÚ Prosenice – Dluhonice (Přerov – Lýsky), 1974,
c) most v km 31,877 TÚ Horní Cerekev – Tábor (Leskovice), 1974,
d) most v km 3,007 TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín (Praha, Chodovská ul.), 1962,
e) most v km 1,225 TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice (Praha, Zenklova ulice), 1972.

V rámci průzkumu byla zjišťována pevnost betonu v tlaku destruktivně i nedestruktivně, objemová hmotnost betonu, pevnost předpínací a betonářské výztuže

včetně stanovení pracovních diagramů, hloubka karbonatace a kontaminace povrchu betonu chloridy (v pěti vrstvách). Bylo zkoumáno uspořádání a stav předpínací i betonářské výztuže, rovněž byl zkoumán stav kotev předpínací výztuže, zejména v oblasti poškozených koncových monolitických dobetonávek. Byl zkoumán dosah a rozsah výraznějších podélných trhlin na konstrukci i stav vnitřních nepřístupných vylehčovacích dutin.

U konstrukcí byla na vybraných místech měřena předpínací síla; všech pět konstrukcí je z dodatečně předpjatého betonu, jejich předpínací výztuž tvoří kabely z patentovaných drátů o průměru 4,5 mm a 7,0 mm. Síla byla měřena tak, že na délce přibližně 0,80 m byl kabelový kanálek odhalen a otevřen, následně byly vybrané jednotlivé dráty uchopeny speciálním měřícím zařízením a na základě síly potřebné k příčnému vychýlení drátu byla odvozena podélná síla ve výztuži (***Obr. 7.19***). Výsledky měření předpínací síly jsou uvedeny v ***Tab. 7.2*** a ***7.3***.

Obr. 7.19 Měření síly v předpínací výztuži (metoda Inset s.r.o.)

Na základě provedených diagnostických průzkumů lze konstatovat:

i. v některých případech vykazují naměřené hodnoty pevnosti betonu v tlaku výraznější rozptyl, ve všech případech ale pravděpodobně beton dosahuje pevnosti podle projektové dokumentace, většinou ji dokonce výrazně překračuje,

ii. ve všech zkoumaných případech byla zjištěna pouze minimální hloubka karbonatace i minimální kontaminace betonu chloridy,

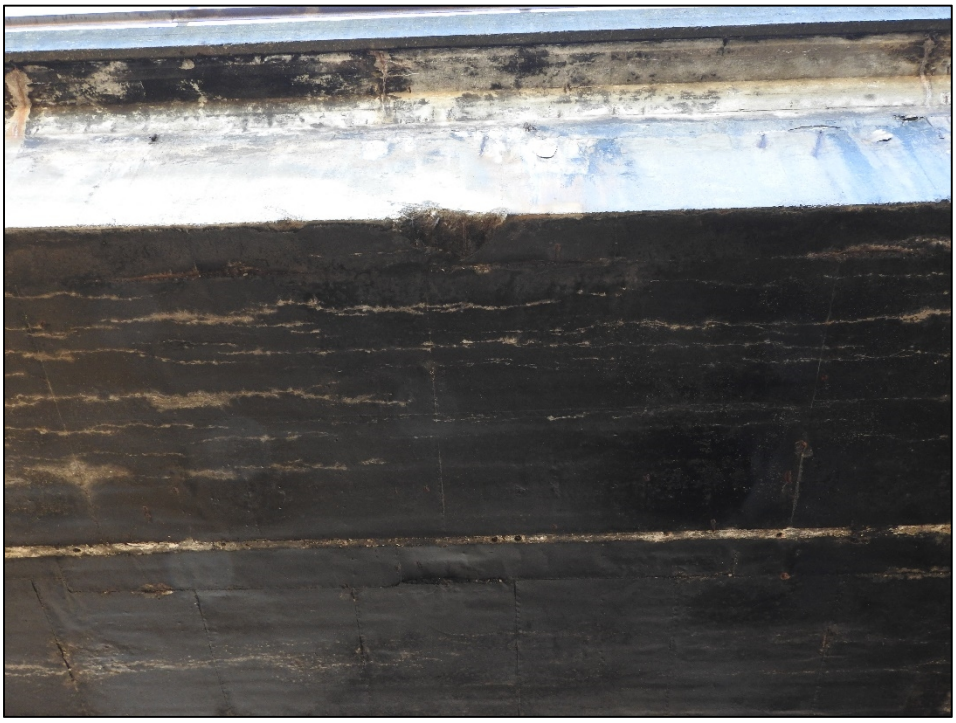
iii. kromě jednoho případu byla zkouškami zjištěna vyšší charakteristická síla při přetržení předpínací výztuže, než by odpovídalo hodnotě podle projektové dokumentace; snížená hodnota síly při přetržení ve zbývajícím případě byla způsobena oslabením zkoušeného vzorku vlivem koroze,

iv. veškeré nepoškozené kabelové kanálky, které byly v rámci diagnostiky otevřeny, byly uvnitř důkladně vyplněny injektážní maltou a předpínací výztuž byla nezkorodovaná (***Obr. 7.19***),

v. odhalené kotvy předpínací výztuže, včetně kotev nacházejících se pod poškozenou monolitickou dobetonávkou, vykazovaly případně sice i výraznější, ale pouze povrchovou korozi,

vi. naměřené hodnoty síly v předpínací výztuži byly u jednotlivých konstrukcí poněkud rozdílné, všechny ale byly v zásadě poblíž teoretických hodnot stanovených výpočtem,

vii. u mostu v Ostravě byl proveden průzkum podélných trhlin (***Obr. 7.20***); bylo zjištěno, že trhliny (zřejmě způsobené smršťováním betonu) se směrem do hloubky betonu zužují a končí maximálně na povrchu kabelového kanálku; kanálky i předpínací výztuž byly neporušené,



Obr. 7.20 Podélné trhliny na nosné konstrukci (porucha dle ***kap. 6.4***)

viii. vnitřní kruhové dutiny nosné konstrukce, které byly vytvořeny pomocí azbestocementových rour o průměru 0,30 m, byly suché a nepoškozené,

ix. existují i komorové konstrukce kompletně uzavřené; při vyvrtání otvorů do dolní desky u takovéto konstrukce došlo k vytékání vody, která se v konstrukci v průběhu času nahromadila; na základě této skutečnosti lze doporučit provedení vrtů v dolní desce u všech podobných konstrukcí; pomocí zařízení vyvinutého na FSv ČVUT bylo možno poměrně jednoduchým způsobem rovněž nahlédnout do konstrukce, ve které se nacházely zbytky stavebního materiálu a dřevěného bednění koncových čel.

Obr. 7.21 Voda vytékající z nosné konstrukce po provrtání dolní desky (porucha dle ***kap. 6.3***)

Obr. 7.22 Vnitřní prostor kompletně uzavřené nosné konstrukce

Tabulka 7.2 Výsledky měření předpínací síly (Inset, s.r.o.)

Objekt č.	Místo	Nosná konstrukce	Rok realizace	Změřená síla [kN/drát]	Údaje dle PD			
					Průměr drátu [mm]	Kotevní napětí [MPa]	Kotevní síla P_{max} [kN/dr.]	Ocel
1	Ostrava	MPD	1964	12,0	4,5	1120,0	17,804	1300/ 1625
				12,9	4,5	1120,0	17,804	
				11,3	4,5	1120,0	17,804	
				9,6	4,5	1120,0	17,804	
2	Přerov	KDP-15	1974	14,0	4,5	1332,0	21,174	
				12,4	4,5	1332,0	21,174	
3	Leskovice	KT-18z	1974	30,6	7,0	1023,0	39,350	1000/ 1400
				32,8	7,0	1023,0	39,350	
4	Chodovská	I-TR	1962	16,0	4,5	1122,0	17,836	1200/ 1650
				15,1	4,5	1122,0	17,836	
5	Zenklova	KT-27	1972	33,3	7,0	980,0	37,696	1000/ 1400
				26,2	7,0	980,0	37,696	

Tabulka 7.3 Měření předpínací síly - vyhodnocení

Místo	Rok měření a přepočtu	Stáří kce v době přepočtu [roky]	Změřená síla/ P_{max} [%]	Ztráty podle měření [%]	Průměrné ztráty dle výpočtu [%]	Vzdálenost měř. místa od opěry [m]	Vzdálenost měř. místa od dol. líce [m]	Kabel [1]
Ostrava	2016	52	67,4	32,6	30,1	4,1 od O1	0,30	K
			72,5	27,5		4,1 od O1	0,30	
			63,5	36,5	41,3	0,5 od P3	0,35	K
			53,9	46,1		0,5 od P3	0,35	
Přerov	2016	42	66,1	33,9	37,7	4,1 od O1	0,30	K
			58,6	41,4		4,1 od O1	0,30	
Lesko-vice	2016	42	77,8	22,2	19,4	4,1 od O2	0,10	K[2]
			83,4	16,6		4,1 od O2	0,10	
Chodov-ská	2016	54	89,7	10,3	12,8	4,1 od O2	0,10	P
			84,7	15,3		4,1 od O2	0,10	
Zenklo-va	2016	44	88,3	11,7	21,1	7,5 od P12	0,10	P
			69,5	30,5		7,5 od P12	0,10	

Poznámky:

[1] K – zakřivený kabel, P – přímý kabel,

[2] zakřivený kabel, podle ztrát proběhlo měření spíše za obloukem (směr napínání jednotlivých kabelů není znám)

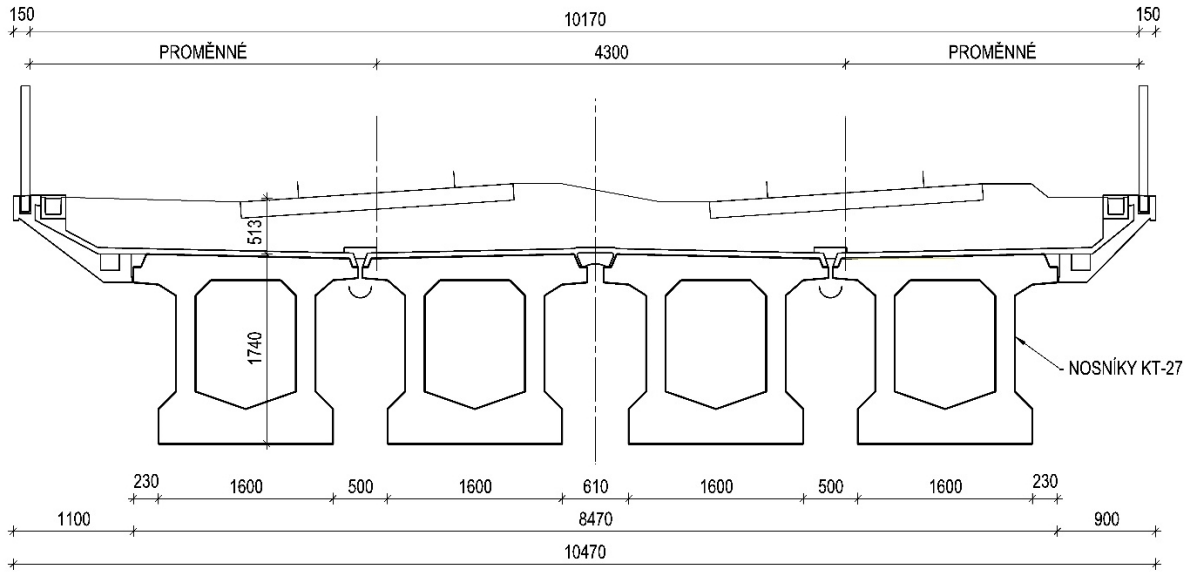
V rámci stanovení agresivity prostředí vlivem bludných proudů bylo provedeno měření zdánlivého měrného odporu zemin, stanovení přítomnosti bludných proudů v zemi, stanovení stupně ochranných opatření proti škodlivým účinkům bludných proudů pro případ rekonstrukce objektů, měření potenciálu výztuž–půda a měření potenciálového spádu mezi vybranými částmi stavby. V rámci řešení tohoto úkolu bylo dále odvozeno, že z hlediska odolnosti proti vlivu bludných proudů je pro zachování životnosti stávajících mostních objektů s předpínací výztuží a bez pasivních ochranných opatření podle příslušných předpisů nutno (převzato ze zprávy JEKU s.r.o.) dodržet zvýšené nároky na údržbu mostních objektů zejména v oblasti kvality štěrkového lože a elektricky izolačního uložení NK od spodní stavby (jako jedno z klíčových ochranných opatření). Dále je nutné při obnově štěrkového lože obnovit (či alespoň zkontrolovat) kvalitu vodotěsných izolací na NK pod štěrkovým ložem a kolejí. V rámci oprav je pak žádoucí obnova ložisek s doplněním polymerní maltou, obnovou mostních závěrů či dilatací a zajištěním kontroly oddělení nosných konstrukcí od spodní stavby nad dilatacemi (plechové zákryty, ukolejňovací průrazky apod.). Jiná ochranná opatření není třeba a také není možné ve smyslu zavedených metodik realizovat.

7.4 Výpočty zatížitelnosti

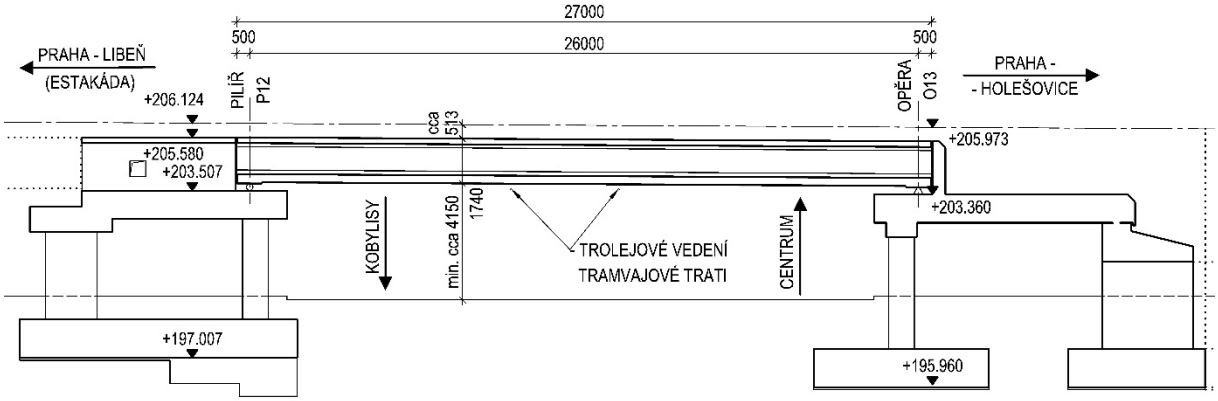
Výpočty zatížitelnosti byly provedeny pro stejných pět mostů, pro které byly provedeny diagnostické průzkumy.

Výpočty byly provedeny s využitím údajů o změřené hodnotě předpínací síly a byly provedeny jak pro konstrukci nepoškozenou, tak i pro konstrukci ovlivněnou zjištěnými poškozeními (byly zcela nebo částečně vyloučeny odhalené kabely, bylo uvažováno oslabení betonových průřezů apod.). Následně byla provedena řada parametrických výpočtů s cílem ověřit, jak se jednotlivé vstupní parametry projevují na výsledné zatížitelnosti. Pro parametrické výpočty byla uvažována jak změřená hodnota předpínací síly, tak i hodnota kompletně stanovená výpočtem. V rámci výpočtů bylo provedeno orientační posouzení podle původních norem (platných v době návrhu) i podle norem platných v současné době.

Výpočty byly provedeny podle Eurokódů společně s Metodickým pokynem SŽDC ([188]).



Obr. 7.23 Most přes Zenklovu ulici – příčný řez



Obr. 7.24 Most přes Zenklovu ulici – podélný řez

Tabulka 7.4 Most přes Zenklovu ulici - přehled zatížitelností Z_{LM71} pro konstrukci nepoškozenou a poškozenou

Poř. č.	Mezní stav	Posouzení	Zatížitelnost Z_{LM71} pro konstrukci	
			nepoškozenou	poškozenou
1	MSP	Omezení napětí	0,972	0,972
2	MSP	Omezení ohybových trhlin	0,676	0,542
3	MSP	Omezení smykových trhlin	>>1	>>1
4	MSP	Svislý průhyb	1,949	1,949
5	MSP	Pootočení konc. průřezů	1,900	1,900
6	MSP	Zkroucení nosné konstrukce	1,154	1,154
7	MSP	Vodorovné deformace	>>1	>>1
8	MSÚ	Ohyb	0,978	0,978
9	MSÚ	Smyk	2,035	2,035
10	MSÚ	Smyk + kroucení, svisle	1,702	1,702
11	MSÚ	Smyk + kroucení, vodorovně	>1	>1
12	MSÚ	Únava betonu – podle přílohy „NN“	<<1	<<1
13	MSÚ	Únava betonu – podle článku 6.8.7(1)	<<1	<<1
14	MSÚ	Únava betonu – smyk	>>1	>>1
15	MSÚ	Únava předpínací výztuže	>>1	>>1
16	MSÚ	Únava betonářské výztuže	>>1	>>1

Poznámka:
Některé hodnoty zatížitelnosti zůstaly stejné i u poškozené konstrukce, protože byly rozhodující jiné průřezy než ty, které jsou ovlivněny poškozením.

Zde jsou jako příklad uvedeny výsledky pro **most přes Zenklovu ulici** v Praze. Příčný řez mostu je na ***Obr. 7.23***, podélný řez je na ***Obr. 7.24*** (na obou je stav podle projektové dokumentace) a na ***Obr. 7.25*** je celkový pohled na most. Nosná konstrukce mostu se skládá ze čtyř podélných, vzájemně nepropojených prefabrikovaných nosníků KT-27 o rozpětí 26,00 m a o skladebné délce 27,00 m. Nosníky KT-27 jsou atypické, maximální rozpětí nosníků uvedené ve standardním typovém podkladu tohoto typu prefabrikovaných konstrukcí je 24,00 m.

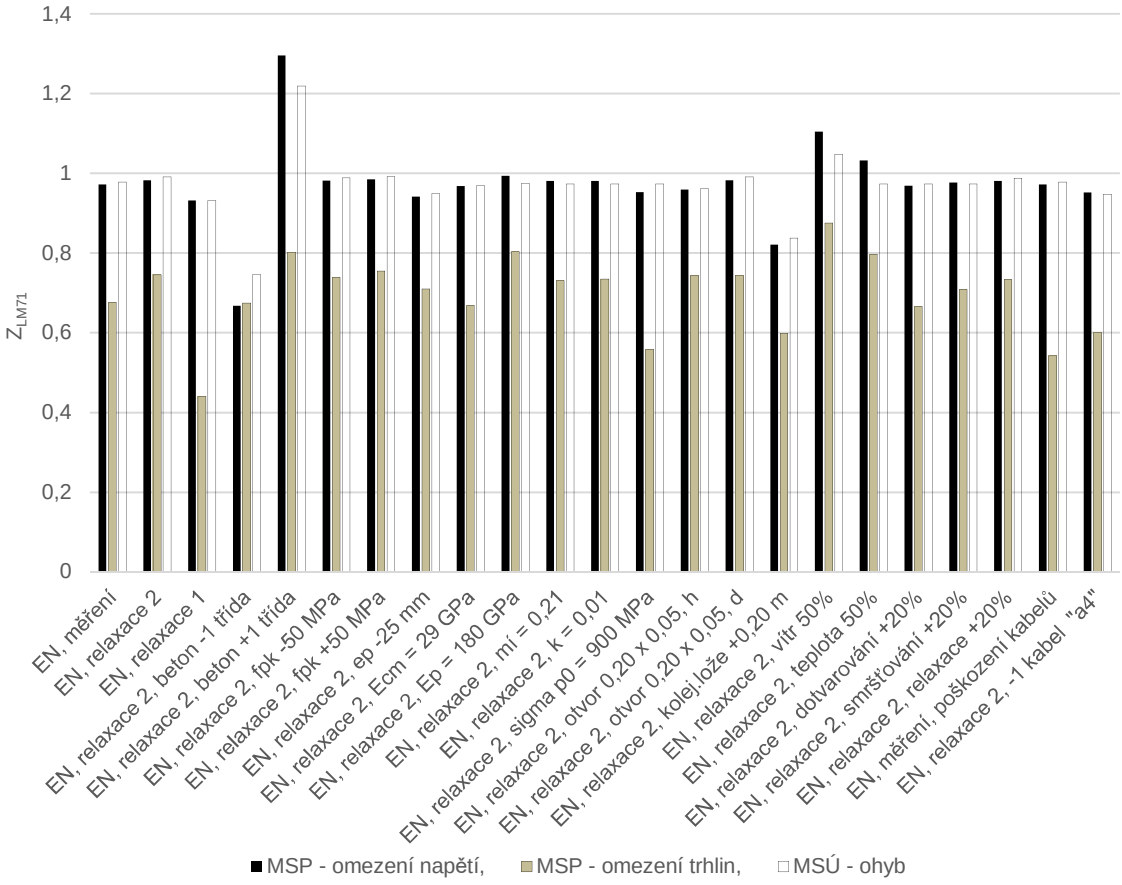
Na dolním povrchu konstrukce jsou v důsledku nárazu vozidel jedoucích pod mostem odhalené kabelové kanálky i předpínací výztuž – viz ***Obr. 26***. Další výraznější poruchou jsou dutiny na dolním povrchu horní desky komorové konstrukce – viz ***Obr. 7.16***. Jako podklad pro přepočet bylo provedeno i geodetické zaměření mostu; v rámci zaměření bylo u tohoto mostu zjištěno zvětšení tloušťky kolejového lože cca o 0,20 m.

Obr. 7.25 Most přes Zenklovu ulici – celkový pohled zprava po směru staničení

V ***Tabulce 7.4*** jsou uvedeny hodnoty zatížitelnosti Z_{LM71} (vyjádřené jako násobek zatěžovacího modelu LM71) pro konstrukci nepoškozenou a konstrukci, u které byla uvažována poškození zjištěná během prohlídky a diagnostiky. V obou případech byly ztráty předpětí poněkud upraveny tak, aby hodnota předpínací síly odpovídala pravděpodobné hodnotě stanovené měřením. U poškozené konstrukce byla částečně vyloučena z působení předpínací výztuž v oblasti poškozených kabelových kanálků a kablů a bylo uvažováno oslabení průřezů v důsledku odražení částí betonu.

Na ***Obrázku 7.27*** jsou vyneseny hodnoty rozhodujících a rozhodujícím blízkých hodnot zatížitelností, které byly stanoveny v rámci navazujících parametrických výpočtů.

Obr. 7.26 Most přes Zenklovu ulici – dolní povrch konstrukce poškozený vozidly projíždějícími pod mostem



Obrázek 7.27 Rozhodující hodnoty zatížitelnosti nosné konstrukce mostu přes Zenklovu ulici v Praze – výsledky parametrických výpočtů

Legenda k Obrázku 7.27:

- EN, měření: parametry materiálů jsou uvažovány podle ČSN EN 1992 a Metodického pokynu SŽDC; ztráty jsou upřesněny tak, aby bylo dosaženo souladu mezi spočítanou a změřenou hodnotou předpínací síly,
- EN, relaxace 2: parametry materiálů jsou uvažovány podle ČSN EN 1992 a Metodického pokynu SŽDC; výpočet ztrát je proveden podle normy, u předpínací výztuže se uvažuje třída relaxačního chování 2 (dráty a lana s nízkou relaxací),
- EN, relaxace 1: parametry materiálů jsou uvažovány podle ČSN EN 1992 a Metodického pokynu SŽDC; výpočet ztrát je proveden podle normy, u předpínací výztuže se uvažuje třída relaxačního chování 1 (dráty a lana s normální relaxací),
- beton -1 třída: uvažuje se třída betonu o jednu nižší,
- beton +1 třída: uvažuje se třída betonu o jednu vyšší,
- fpk -50 MPa: uvažuje se f_{pk} o 50 MPa nižší,
- fpk +50 MPa: uvažuje se f_{pk} o 50 MPa vyšší,
- ep -25 mm: uvažuje se excentricita předpínací výztuže vůči těžišti betonového průřezu o 25 mm nižší (osa kabelů je posunuta o 25 mm vzhůru),
- Ecm = 29 GPa: uvažuje se modul pružnosti snížený na 29 GPa (ze 34 GPa),
- Ep = 180 GPa: uvažuje se modul pružnosti předpínací výztuže snížený na 180 GPa (ze 195 GPa),
- mí = 0,21: uvažuje se součinitel tření předpínací výztuže zvýšený na 0,21 (z 0,17),
- k = 0,01: uvažuje se náhodný úhel pro výpočet ztrát předpětí třením zvýšený na hodnotu 0,01 rad/m (z 0,0075 rad/m),
- sigma p0 = 900 MPa: uvažuje se kotevní napětí předpínací výztuže snížené na 900 MPa (z 980 MPa),
- otvor 0,20 x 0,05, h: uvažuje se oslabení na dolním líci horní desky o šířce 0,20 m a hloubce 0,05 m,
- otvor 0,20 x 0,05, d: uvažuje se oslabení na dolním líci dolní desky o šířce 0,20 m a hloubce 0,05 m,
- kolej. lože +0,20 m: uvažuje se tloušťka kolejového lože zvětšená o 0,20 m,
- vítr 50%: uvažuje se zatížení větrem snížené na 50%,
- teplota 50%: uvažuje se zatížení teplotními změnami snížené na 50%,
- dotvarování +20%: uvažuje se dotvarování betonu o 20% vyšší,
- smršťování +20%: uvažuje se smršťování betonu o 20% vyšší,
- relaxace +20%: uvažuje se relaxace předpínací výztuže o 20% vyšší,
- poškození kabelů: uvažuje se poškození kabelů podle zjištění při prohlídce mostu,
- -1 kabel "a4": uvažuje se vyloučení jednoho kabelu ze skupiny "a4" po celé délce nosné konstrukce.

Na základě provedených přepočtů konstrukcí lze konstatovat:

1) z posuzovaných pěti mostů byl ve třech případech rozhodující mezní stav použitelnosti – omezení trhlin, v jednom případě byl rozhodující mezní stav únosnosti při působení ohybového momentu a v jednom případě MSÚ při kombinaci ohybu a smyku. Poměrně blízko rozhodující hodnotě byla obvkle i posouzení z hlediska mezního stavu použitelnosti – omezení napětí,
2) nejvyšší hodnoty zatížitelnosti vyšly u mostů, které byly navrženy podle nejstaršího předpisu – Směrnice pro navrhování mostů z roku 1951,
3) mezi pozdějšími konstrukcemi vycházely o něco lépe výsledky u mostů, které byly při návrhu posouzeny i na účinky kolejového jeřábu GEPK-130,

4) oproti normám používaným v době návrhu posuzovaných mostů se v současné době uvažuje rozptyl tíhy kolejového lože v rozmezí ±30%, představující velice významné zatížení s vlivem na výslednou zatížitelnost. Podle současných norem se navíc rovněž uvažuje nelineární změna teploty po výšce průřezu, která způsobuje namáhání i u prostých nosníků (na rozdíl od průběhu lineárního, který se v předcházejících normách doporučoval pro použití u konstrukcí do rozpětí 50,0 m),

5) vyšší zatížitelnosti by bylo možno dosáhnout zpřesněním vstupních zatížení, případně použitím přiměřeně nižších hodnot vybraných zatížení pro existující konstrukce. Po dohodě s majitelem a správcem mostů i na základě dalšího rozboru by tak bylo přínosné například redukovat rozptyl zatížení kolejovým ložem (na takový, který je možno při správě mostů reálně dosáhnout) a zaměřit se na zatížení teplotními změnami a zatížení větrem. Vliv na změnu zatížitelnosti lze vysledovat z ***Obr. 7.27***,

6) při posouzení podle MSP – omezení trhlin a omezení napětí by bylo přínosné na základě zkušeností s provedenými přepočty a s reálným působením konstrukcí pro stávající mosty mírně upravit předepsané omezující podmínky (přípustná tahová napětí, eventuálně šířku trhlin v betonu),

7) pro zlepšení výsledků z hlediska MSP - omezení trhlin by bylo možno stávající konstrukce opatřit vnější ochrannou vrstvou – buď celoplošnou, nebo jen okolo příčných dělících spár, které často rozhodují o zatížitelnosti celé konstrukce. Takovou ochrannou vrstvou může být například vhodný, dostatečně odolný ochranný povlak, nebo vrstva ultravysokohodnotného vláknobetonu (UHPFRC), který se vyznačuje vysokou pevností v tlaku i v tahu a vodonepropustností, která umožňuje tento materiál využívat současně i jako vodotěsnou izolaci. **Například u mostu přes Zenklovu ulici, pokud by se na základě tohoto opatření uvažovala při ověření MS omezení trhlin v místě příčné pracovní spáry častá kombinace zatížení místo charakteristické, zatížitelnost stanovená z hlediska této podmínky by vzrostla z 0,677 na 1,191**,

8) při posouzení (nejen) mezní únosnosti by bylo možno využít plně pravděpodobnostní výpočty, u kterých by bylo možno v řadě případů dosáhnout výstižnější simulace skutečného využití konstrukcí a vyšších hodnot zatížitelností. Pro plně pravděpodobnostní výpočty je nutno vycházet z dostatečného souboru jednotlivých statisticky vyhodnocených vstupních parametrů. Ty je možno částečně získat z literatury, částečně z rozšiřujícího diagnostického průzkumu – viz též například ***kapitola 2.8*** této práce. Příklad pravděpodobnostního výpočtu tloušťky zkarbonatované vrstvy betonu (s využitím modelu a statisticky zpracovaných vstupních hodnot podle *fib*) je na ***Obr. 7.28*** a ***7.29***,

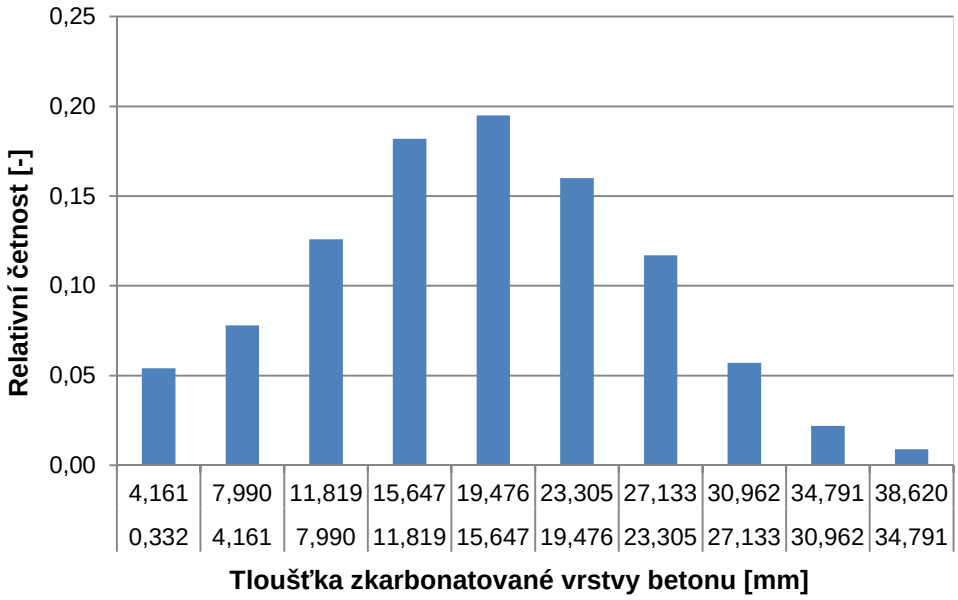
9) u žádného z posuzovaných mostů nebyly zjištěny problémy s únavovou odolností předpínací a betonářské výztuže, tato posouzení naopak vycházela s výraznou rezervou. Horší situace by nastala při výraznějším rozevírání tahových trhlin, k tomu však u žádného z posuzovaných mostů nedochází a kromě případů výraznějšího poškození konstrukce není takový stav ani pravděpodobný,

10) u všech posuzovaných mostů naopak vycházela při posouzení podle návrhové normy velice nízká únavová odolnost betonu. Lze říci, že postupy uvedené

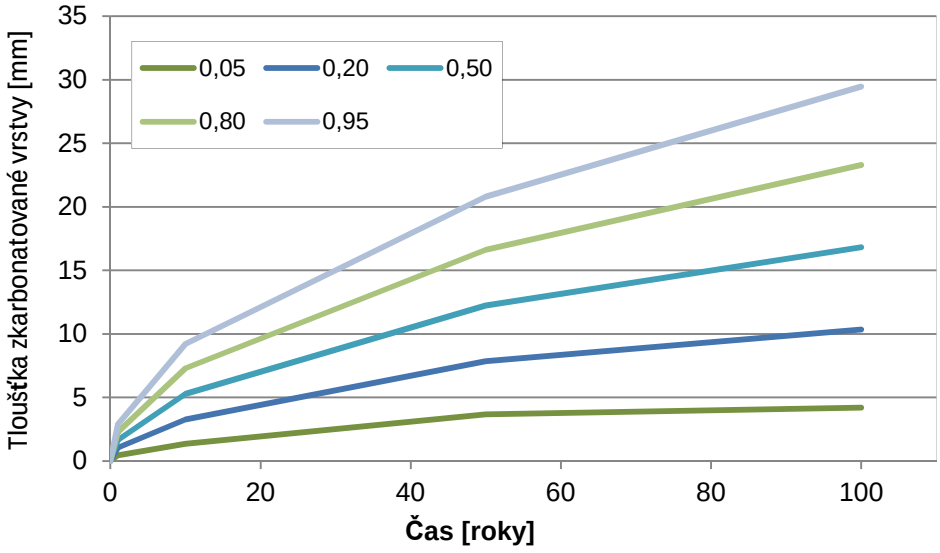
v návrhové normě nejsou podle všeho příliš vhodné pro hodnocení stávajících konstrukcí. Během roku 2017 budou provedeny další, podrobnější výpočty a pokud možno i experimenty pro další řešení tohoto problému. Až do stanovení dalšího postupu ale není nutno u betonových mostních konstrukcí, které nevykazují únavová poškození, přijímat žádná zvláštní opatření,

11) na zatížitelnost má vliv pevné uložení na obou opěrách (tzv. rozepřené konstrukce) i technologie výroby nosníků (spojení prefabrikovaných polonosníků podélnými monolitickými dobetonávkami),

12) na výsledné hodnotě zatížitelnosti se projevuje modul pružnosti předpínací výztuže a betonu; v případě předpínací výztuže se vyšší zatížitelnosti dosáhne při menším modulu pružnosti, protože výztuž pak méně „reaguje“ ztrátou napětí na zkrácení konstrukce způsobené smršťováním a dotvarováním betonu,



Obrázek 7.28 Pravděpodobnostní výpočet tloušťky zkarbonatované vrstvy betonu – histogram hodnot pro stáří betonu 100 let



Obrázek 7.29 Pravděpodobnostní výpočet tloušťky zkarbonatované vrstvy betonu – průběh hodnot v čase pro vybrané pravděpodobnosti dosažení

13) na mezi únosnosti nebyla v posuzovaných případech zplastizována výztuž. Z tohoto důvodu o zatížitelnosti prakticky nerozhoduje pevnost předpínací výztuže v tahu ani mez kluzu betonářské výztuže. Nevýhodou je, že na mezi únosnosti se v takovém případě začne tlačený beton drtit před zplastizováním oceli a kolaps pak může nastat poměrně rychle a bez velkého varování. Nezplastizování výztuže má rovněž za následek dosažení nižší hodnoty momentu únosnosti než v případě, že výztuž zplastizuje,

14) zatížitelnost byla stanovena pro dobu uvedení do provozu, dobu přepočtu (rok 2016, stáří konstrukcí 42 až 54 let) a dobu konce životnosti (stáří 100 let). Účinky předpětí mezi dobou přepočtu a koncem životnosti už se měnily pouze minimálně.

8. Závěr

Konstrukce jsou po dobu jejich životnosti vystaveny řadě různých zatížení a dalších vlivů, v jejich namáhání se projevuje působení v podélném a v příčném směru i působení zvláštním způsobem namáhaných detailů. Konstrukce musí být spolehlivá jak za běžných provozních podmínek (ověření MSP), tak i na mezi únososti (ověření MSÚ). Ověření spolehlivosti konstrukce v kterémkoliv okamžiku její existence znamená uvažovat všechna tato hlediska, tzn. ověřit konstrukci v principu obdobným způsobem jako při jejím návrhu, avšak se zohledněním jejího skutečného aktuálního stavu.

V rámci hodnocení konstrukce je tedy nutno zjistit její aktuální stav (vizuální prohlídka, diagnostika přiměřeného rozsahu a dostatečné výstižnosti) a/nebo (pro výhled do budoucnosti) aplikovat existující modely degradace materiálů a konstrukcí a konstrukci detailním způsobem posoudit ze všech hledisek, která mohou být pro její spolehlivost důležitá. Přitom rozhodující hlediska (konkrétní posouzení, konkrétní průřezy a další místa konstrukce) se mohou během životnosti konstrukce měnit v závislosti na jejím aktuálním stavu, vzniku a rozvoji poškození apod.

Lze tedy říci, že životnost konstrukce je obecně dána životností materiálů, ze kterých je sestavena. V případě konstrukce z předpjatého betonu se jedná o životnost betonu, životnost předpínací výztuže a do určité míry i životnost betonářské výztuže. Jak bylo podrobně rozebráno v předcházejících kapitolách, životnost každého z těchto materiálů může být omezena jeho degradací, způsobenou fyzikálními a/nebo chemickými vlivy a únavou (kterou zde uvádíme samostatně, ačkoliv se jedná rovněž o fyzikální jev).

Degradace betonu

Mezi *fyzikální vlivy* způsobující degradaci betonu patří účinky mrazu a rozmrazovacích cyklů, účinky obrusu, účinky teplotních změn (například rozdílná teplota povrchových a vnitřních vrstev konstrukce, způsobující v konstrukci vnitřní pnutí). Rozpad betonu (resp. odprýskávání povrchových vrstev) může být způsobeno expanzními tlaky korodující ocelové výztuže, která vlivem koroze zvětšuje svůj objem. Všechny tyto vlivy mohou být zvýrazněny a urychleny trhlinami, vznikajícími následkem mechanického namáhání (např. trhliny ohybové), teplotních změn, smršťováním obecně, rychlejším smršťováním povrchových (rychleji vysýchajících) vrstev apod. Zvláštním případem je

požár, který na konstrukci působí nejen jako teplotní zatížení, ale může působit i rozpad betonu a ztrátu pevnosti výztuže.

Lze říci, že na účinky výše uvedených vlivů (kromě požáru, který však představuje mimořádnou situaci) jsou mostní konstrukce navrhovány – buď přímo (například z hlediska vnějších zatížení), nebo nepřímo dodržením konstrukčních ustanovení a dalších předpisů (například odolnost proti mrazu daná kvalitou použitého betonu). V případě, že dojde k degradaci betonu následkem některého z těchto vlivů, bývá relativně snadné betonovou konstrukci opravit pomocí povrchových sanačních vrstev, případně i pomocí injektáže (například trhlin). Problém může nastat především u konstrukcí z nepříliš kvalitního betonu (především konstrukcí starších), u kterých nelze zaručit dostatečnou přídržnost dodatečných povrchových vrstev k podkladu.

Degradace způsobená fyzikálními vlivy tedy obvykle nebude pro konstrukci z kvalitního betonu limitující.

Mezi *chemické vlivy* působící degradaci betonu patří koroze betonu, která může být tzv. prvního, druhého a třetího druhu – síranová (kdy k rozpadu betonu dochází vlivem vnitřního rozpínání), uhličitanová (kdy k rozpadu betonu dochází v důsledku rozpouštění složek betonu, především pojiva) a vlivem tzv. hladové vody (kdy dochází rovněž k rozpouštění pojiva). V případě betonu nosných mostních konstrukcí může ke korozi dojít v silně znečištěných oblastech (koroze prvního a druhého druhu), případně - teoreticky - při vystavení nosné konstrukce velice čisté vodě, například dešťové (ve velkém množství). V porovnání s působením těchto vlivů například na spodní stavbu (zejména na podzemní části vystavené agresivní podzemní vodě) jsou však účinky na nosnou konstrukci výrazně nižší, spíše pouze teoreticky možné, tím spíše, že nosná konstrukce je shora chráněna vodotěsnou izolací. V případě, že by přece jen k degradaci došlo, je opět možno konstrukci relativně snadno opravit pomocí povrchových sanačních vrstev. Podmínkou je opět kvalitní beton konstrukce, u kterého je zajištěna dostatečná přídržnost nových vrstev.

Dalším jevem je tzv. alkalicko–křemičitá reakce, která vzniká následkem reakce složek cementu (odpovídajícího chemického složení) a kameniva obsahujícího tzv. amorfní siliku (formu křemene bez pevné krystalické mřížky). Následkem alkalicko-křemičité reakce vzniká okolo zrn kameniva gel, který působí rozpínavě a následkem jeho účinků dochází k porušení betonu a poklesu nejdříve jeho pevnosti v tahu, při pokročilé degradaci i k poklesu pevnosti v tlaku. V počátečních fázích alkalicko-křemičité reakce je možno jejímu pokračování zabránit důkladnou izolací konstrukce proti vodě. V dalších fázích, kdy je již struktura betonu výrazně narušena, již konstrukci nelze přiměřenými prostředky opravit a je nutno ji přestavět. V současné době se při výrobě betonu možnost alkalicko-křemičité reakce ověřuje a nemělo by k ní tedy u nově realizovaných konstrukcí docházet. Pokud by k ní došlo u některé starší konstrukce, obvykle se při vnějším pohledu projeví nepravidelnou sítí trhlin na povrchu betonu. V případě alkalicko-křemičité reakce se však jedná o mimořádný jev, který nerozhoduje o životnosti podstatného množství konstrukcí.

Mezi chemické vlivy, které způsobují změny v betonové konstrukci, lze zařadit i karbonataci (reakci mezi hydratačními produkty v betonu a CO_2 z okolního vzduchu) betonu a kontaminaci chloridy. V obou případech dochází k poklesu pH betonu, v případě působení chloridů může za určitých podmínek docházet i k přímému rozpadu betonu, to se však stává spíše u říms, betonových svodidel apod., když jsou betonové prvky vystaveny přímému působení vody s chemickými rozmrazovacími prostředky.

Výztuž je v betonu spolehlivě chráněna proti korozi ještě při pH rovným alespoň 11,5. Při této hodnotě existuje v betonu alkalické prostředí, které je pro ochranu výztuže proti korozi ideální (beton má v takovém případě tzv. pasivační funkci). Při poklesu pH, tzn. při zvyšování kyselosti betonu, se pasivační funkce ztrácí a při dosažení hodnoty pH přibližně 9 může již výztuž betonovat i uvnitř betonu, který při vnějším pohledu vypadá zcela zdravě. Následkem koroze pak výztuž zvětšuje svůj objem, tím vznikají na beton expanzní tlaky mající za následek postupné odprýskávání a odpadávání betonové krycí vrstvy. Po odhalení výztuže a jejímu vystavení vnějšímu prostředí se pak koroze dále urychluje. Tímto způsobem může být napadena betonářská výztuž a předpínací výztuž v předem předpjatých konstrukcích, ale při zatékání do kabelových kanálků i předpínací výztuž u dodatečně předpjatých konstrukcí. U výztuže při povrchu betonové konstrukce (betonářská výztuž, předem napínaná výztuž) je nejjednodušším řešením odstranění porušené krycí vrstvy, ošetření a případné doplnění (u betonářské) výztuže a náhrada původní betonové krycí vrstvy sanačními materiály. U výztuže v kabelových kanálcích (dodatečně předpjatý beton) lze kanálky doinjektovat, v nutném případě i (kanálky při povrchu) otevřít a výztuž ošetřit a ochránit přímo. V těchto případech je velice žádoucí včasný zásah, protože při pokračování degradace se stav konstrukce bude pouze významně zhoršovat. Další související informace jsou v kapitole o korozi výztuže.

Únava betonu nebyla v dřívějších normách uvažována a je poprvé uvedena v Eurokódech, které pro navrhování stavebních konstrukcí platí v současné době. Postupy v normách se používají při navrhování nových konstrukcí, pro hodnocení stávajících konstrukcí však zřejmě nejsou zcela vhodné. Posouzení předpjatých betonových konstrukcí na únavu podle těchto norem obvykle nevychází (u všech pěti přepočtů provedených v rámci této akce beton z hlediska únavové odolnosti výrazně nevyhověl), reálná únavová poškození betonu však nebývají (alespoň většinou) na konstrukcích pozorována. Lze předpokládat, že únavové poškození tlačeného betonu by se projevovalo systematickým „podrcováním“ betonu v postižené (obvykle rozsáhlejší) ploše. V roce 2017 budou provedeny další, podrobnější výpočty, zohledňující vliv skutečného provozního zatížení. Pro rok 2017 jsme rovněž požádali o výzkumný grant pro provedení únavové zkoušky předpjatého nosníku. Pokud bude žádost úspěšná, bude možno sledovat reálné poškození předpjaté konstrukce vystavené únavovému namáhání.

Únava betonu může být pro životnost betonové konstrukce limitující; na reálných konstrukcích však nebývají její projevy pozorovány. Přitom je možné, že k únavovému porušení betonu by mohlo dojít jak při namáhání tlakem, tak i při namáhání tahem. Vyřešení této otázky si vyžádá další výzkum.

Degradace oceli

Rovněž ocelová výztuž může být vystavena působení chemických a fyzikálních vlivů. K *fyzikálním vlivům* (kromě únavy, uvedené dále) patří především ztráta pevnosti oceli vlivem zvýšené teploty při požáru, což je však mimořádná situace, která nerozhoduje o životnosti podstatného množství předpjatých mostních konstrukcí.

Častým jevem u ocelové výztuže je koroze. Jedná se o elektrochemický proces, kdy za přítomnosti vlhkosti a příspěvku elektrického proudu dochází k „vytrhávání“ iontů (atomů s elektrickým nábojem) železa z ocelového materiálu. Aby koroze mohla probíhat, je nutná přítomnost vzduchu a vlhkosti. Protože se jedná o elektrochemický proces, je koroze urychlována působením elektrických proudů, které jsou v této souvislosti známy jako tzv. bludné proudy, jež mohou pocházet z přírodních i umělých

zdrojů a pokud „nekoordinovaným“ způsobem procházejí konstrukcí, mohou urychlovat korozi její výztuže.

Koroze výztuže může být limitujícím faktorem z hlediska životnosti konstrukce. Životnost lze odvozovat z doby, za kterou degradační procesy (karbonatace betonu a kontaminace chloridy) dosáhnou od povrchu betonu k povrchu výztuže. Tuto dobu je již možno s určitou pravděpodobností stanovit výpočtem. U novostaveb bývá v běžných případech potřebná životnost konstrukce zajištěna dostatečnou tloušťkou betonové krycí vrstvy, která je u nově realizovaných mostů okolo 50 mm. Naproti tomu hloubka karbonatace i případně významnější kontaminace chloridy (za mezní hodnotu se považuje 0,4% hmotnosti pojiva u železobetonových konstrukcí a 0,2% hmotnosti pojiva u předpjatých konstrukcí) u všech pěti mostů zkoumaných v rámci této akce dosahovala jen několik jednotlivých milimetrů. Problematičtější situace nastává u starších konstrukcí, u kterých je na řadě míst krytí výztuže betonem velice malé, v řadě případů i zcela nulové. V takovém případě je opět velice žádoucí včasná oprava konstrukce, protože stav konstrukce bude s postupující degradací pouze horší, přičemž i betonářská výztuž může být určující pro zatížitelnost konstrukce z předpjatého betonu (např. smyková výztuž, výztuž v příčném směru, případné zvýšení momentu únosnosti v podélném směru atd.).

Zcela nežádoucí je koroze předpínací výztuže – u předem i u dodatečně předpjatých konstrukcí. U dodatečně předpjatých konstrukcí s výztuží vedenou kabelovými kanálky může ke korozi dojít v případě nekvalitního zainjektování kanálků a/nebo při poškození kanálků vozidly projíždějícími pod mostem. U předem předpjatých konstrukcí, kde je výztuž uložena přímo v betonu bez kabelových kanálků, je ohrožena podobně jako betonářský výztuž – při nedostatečném krytí (včetně konců lan v čelech nosníků, kde žádná ochrana nebývá obvykle používána), poškození podjíždějícími vozidly apod.

Zvláštním případem koroze, vyskytujícím se právě u předpínací výztuže, je tzv. mezikrystalová koroze, resp. koroze pod (mechanickým) napětím. Náchylnost výztuže k tomuto typu koroze se dnes kontroluje a lze říci, že je do značné míry vyloučena již při výrobě. Může však být (spolu)vyvolána působením chloridů i bludných proudů. Mezi tyto jevy patří tzv. křehnutí vodíkem, kdy atomy vodíku narušují krystalickou mřížku oceli a tím způsobují její oslabení. Typickým rysem koroze pod napětím je, že k porušení výztuže může dojít náhle a bez varování, a to i u výztuže, která nevykazuje viditelné známky porušení. Nejlepší ochranou je – kromě vyloučení náchylnosti k tomuto jevu při výrobě výztuže – důkladná ochrana výztuže proti korozi a včasná oprava případných porušených míst (například od projíždějících vozidel).

Únava výztuže

Únava kovů je způsobena změnami v jejich krystalické mřížce vlivem opakovaného namáhání. Jedná se o jev, který je již zkoumán po velice dlouhou dobu a ověření únavy výztuže při návrhu nových i při hodnocení stávajících mostů je možno provést podle aktuálních norem pro navrhování stavebních konstrukcí (Eurokódů), které obsahují postupy pro posouzení jak betonářské, tak i předpínací výztuže.

Podle norem platných před Eurokódy se posuzovala únava betonářské výztuže (již od roku 1958), zatímco únava předpínací výztuže se neposuzovala. Lze říci, že rozkmit napětí ve výztuži je zcela minimální a výztuž tedy není namáhána na únavu v případě, že průřez je stále tlačen a nedochází u něho k rozevírání trhlin (to je případ dostatečně předpjatých průřezů). Pokud je tlaková rezerva (obvykle od předpětí) vyčerpána, část průřezu je vystavena vyšším tahovým namáháním a dochází k rozevírání trhlin, přes které prochází výztuž, rozkmit napětí ve výztuži a tím i únavové namáhání se zvětšuje.

Současně je ale možno říci, že únava předpínací výztuže se sice podle předcházejících norem neposuzovala, ale konstrukce železničních mostů byly navrhovány jako tzv. plně nebo omezeně předpjaté, tzn. jsou předepnuty natolik, že by u nich k významnějšímu rozevírání trhlin nemělo docházet.

Únava předpínací výztuže tedy může o životnosti předpjatých konstrukcí teoreticky rozhodovat, pokud ale nedochází k rozevírání trhlin v taženém betonu, únava výztuže se reálně neuplatní. Uplatnit by se pak mohla pouze v případě poškození konstrukce, kdy by z nějakého důvodu (např. porušení předpínací výztuže korozí nebo podjíždějícími vozidly), došlo k významnému poklesu účinků předpětí a nárůstu tahových namáhání v konstrukci. Takové nebezpečí by se projevilo příčnými trhlinami na povrchu betonové konstrukce. Při návrhu nových konstrukcí jsou vhodné plastové kabelové kanálky, které zvětšují jak ochranu výztuže proti korozi, tak zvyšují i její únavovou odolnost.

Ztráty předpětí

Samostatnou otázkou jsou ztráty předpětí. Ty se rozdělují na ztráty krátkodobé a dlouhodobé. Krátkodobé ztráty jsou ty, které proběhnou od zahájení napínání do zakotvení předpínací výztuže (u dodatečně předpjatého betonu), resp. do vnesení předpětí do betonu (u předem předpjatého betonu). Mezi krátkodobé ztráty u dodatečně předpjatých konstrukcí se počítá ztráta třením, ztráta pružným přetvořením betonu (resp. ztráta postupným napínáním), ztráta pokluzem v kotvě a ztráty způsobené smršťováním a dotvarováním betonu a relaxací předpínací výztuže v době do zakotvení výztuže. Dlouhodobé ztráty představují ztráty způsobené smršťováním a dotvarováním betonu a relaxací předpínací výztuže v době od zakotvení výztuže do konce životnosti. U předem předpjatého betonu jsou ztráty mírně odlišné, princip je ale obdobný.

Krátkodobé ztráty proběhnou již během výroby a jejich výši je možno do značné míry během výroby ověřovat. U dlouhodobých ztrát platí, obdobně jako u jevů, které je způsobují, že k jejich nejrychlejšímu nárůstu dochází v období po vnesení předpětí do betonu a postupem času se jejich nárůst zpomaluje. U všech pěti přepočtů, které byly provedeny v rámci této akce, byly spočítány účinky předpětí jak v době přepočtu (tzn. při stáří konstrukce cca 40 – 50 let), tak i na konci předpokládané životnosti (100 let). Ve všech případech byly účinky v těchto dvou etapách již prakticky shodné, tzn. že u konstrukcí provozovaných cca 40 let již téměř nedochází k dalšímu nárůstu ztrát předpětí a pokud je předpětí funkční při tomto stáří konstrukce, lze oprávněně předpokládat, že do konce předpokládané životnosti již nebudou jeho účinky podstatně sníženy. To samozřejmě platí pro konstrukce v řádném technickém stavu, neovlivněné degradačními vlivy, které by její životnost omezovaly.

Doporučení pro zajištění předpokládané životnosti předpjatých mostů

Řádně navržené a realizované konstrukce z kvalitních materiálů jsou schopné provozu po celou dobu předpokládané životnosti, tzn. po dobu cca 100 let. Konstrukce je nutno udržovat v řádném technickém stavu a nepřipustit jejich degradaci. Případně se vyskytnuvší poruchy je nutno bez dlouhých odkladů opravit. Především je nutno –

- udržovat funkční systém vodotěsné izolace,
- bezodkladně opravovat odkryté a poškozené kanálky předpínací výztuže a oblasti s odhalenou předpínací výztuží,
- v přiměřeném období opravit degradující povrch betonových konstrukcí a korodující betonářskou výztuž,

- udržovat hlavní nosnou konstrukci elektricky odizolovanou od spodní stavby i od dalších nosných konstrukcí u mostů o více polích – z tohoto hlediska je nutno i u stávajících konstrukcí upravit zábradlí, řešení v oblasti dilatačních spár, podlití ložisek elektricky izolujícím materiálem atd.

Stávající i nově budované konstrukce je kromě toho vhodné vybavit zařízením pro jejich dlouhodobé sledování. U novostaveb lze například doporučit osazení snímačů (např. magnetoelastických) pro dlouhodobý monitoring síly v předpínací výztuži a snímačů pro monitoring možné koroze předpínací výztuže. U novostaveb i u stávajících konstrukcí lze pro zjištění případného porušení výztuže použít například metodu akustické emise.

V Praze, únor 2017 Ing. Roman Šafář, Ph.D.