



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

DIAGNOSTIKA VYBRANÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE

DIAGNOSTICS OF SELECTED BRIDGE STRUCTURE

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. Lukáš Jedlička

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR ŽÍTT

BRNO 2020



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavebního zkušebnictví

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Lukáš Jedlička
Název	Diagnostika vybrané mostní konstrukce
Vedoucí práce	Ing. Petr Žítt
Datum zadání	31. 3. 2019
Datum odevzdání	10. 1. 2020

V Brně dne 31. 3. 2019

doc. Ing. Pavel Schmid, Ph.D.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

- [1] Jiří Stráský, Betonové mosty, 2001
- [2] ČSN 73 6200 Mostní názvosloví
- [3] ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí
- [4] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- [5] ČSN 73 6221 Prohlídky mostů
- [6] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí
- [7] Související ČSN, EN, ISO
- [8] TP 72 - Diagnostický průzkum mostů PK
- [9] Schmid,P., a kol.: Základy zkušebnictví, skriptum, CERM 2001

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

V rámci diplomové práce bude provedena podrobná rešerše metod používaných při diagnostice mostních konstrukcí. Bude provedena diagnostika vybrané mostní konstrukce (aktuální stav mostu včetně všech jeho součástí, stanovení fyzikálně - mechanických parametrů spodní stavby a nosné konstrukce včetně případného vyztužení). Na základě prací při měření v terénu budou stanoveny dílčí pevnostní parametry betonu, popř. ostatních zabudovaných materiálů. Bude provedeno vyhodnocení laboratorních zkoušek. Dle typu zvoleného mostu bude dále proveden statický výpočet a popř. numerická analýza vybrané části popř. celé mostní konstrukce.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

Ing. Petr Žitň
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato práce se zabývá stavebně technickým průzkumem mostu ev. č. 43-011 za obcí Česká u Brna. Součástí práce je literární rešerše pojednávající o systému hospodaření a kontroly mostů na pozemních komunikacích, o prefabrikovaných konstrukcích z nosníků typu DS-C a o metodách diagnostického průzkumu. Praktická část obsahuje provedení stavebního průzkumu a mostní prohlídky in situ, laboratorní vyhodnocení a porovnání výsledků, přepočítání zatížitelnosti a návrh případných stavebně technických opatření.

KLÍČOVÁ SLOVA

stavebně technický průzkum, diagnostika mostů, mostní prohlídky, zatížitelnost, nosník DS-C, mostní prefabrikáty, nedestruktivní zkoušení, semidestruktivní zkoušení, pevnost v tlaku, diagnostika předpětí, hodnocení existujících konstrukcí

ABSTRACT

This thesis deals with building survey of bridge register number 43-011 located near Česká. The part of thesis is literary reaserch dealing with system of management and cotrol of road bridges, precast bridge contructions made with DS-C type girgers and about general diagnostical methods. The practical section contains of in situ diagnostical survey and bridge inspection, laboratory evaluation and comparision, load bearing capacity calculation and suggestion of potencional technical precautions.

KEYWORDS

building survey, diagnostics of bridges, inspection of bridges, load bearing capacity, DS-C girder, precast bridge girders, non-destructive testing, semi-destructive testing, compressive strength, diagnostics of prestressed structures, assessment of existing structures

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Lukáš Jedlička *Diagnostika vybrané mostní konstrukce*. Brno, 2020. 104 s., 87 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce Ing. Petr Žitňák

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Diagnostika vybrané mostní konstrukce* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 9. 1. 2020

Bc. Lukáš Jedlička
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Diagnostika vybrané mostní konstrukce* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 9. 1. 2020

Bc. Lukáš Jedlička
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych rád poděkoval panu Ing. Petru Žíttovi za cenné rady, věcné připomínky a pomoc při zpracování diplomové práce.

Velké díky patří také mé rodině za jejich podporu po celou dobu studia.

Obsah

1. ÚVOD.....	10
2. CÍLE PRÁCE.....	12
3. LITERÁRNÍ REŠERŠE	13
3.1 Politika řízení jakosti a hospodaření s mosty	13
3.1.1 Legislativa a vlastnictví mostů na PK v České republice.....	13
3.1.2 Systém evidence mostů.....	13
3.1.3 Mostní prohlídky	14
3.1.4 Stav mostů v České republice.....	18
3.2 Mosty z prefabrikovaných dílců typu DS-C.....	19
3.2.1 Použití nosníků DS-C	20
3.2.2 Tvar nosníku DS-C	22
3.2.3 Betonářská výztuž.....	23
3.2.4 Předpínací výztuž	24
3.2.5 Statické působení.....	24
3.2.6 Spodní stavba.....	25
3.3 Zatížitelnost mostů PK.....	26
3.3.1 Zatížení pro stanovení zatížitelnosti.....	27
3.3.2 Dynamické účinky	31
3.4 Vybrané metody diagnostického průzkumu mostů PK.....	32
3.4.1 Obecně o provádění diagnostického průzkumu	32
3.4.2 Nedestruktivní metody	32
3.4.3 Semi-destruktivní metody.....	43
3.4.4 Chemické metody a metody stanovení obsahu chloridových iontů.....	46
4. PRAKTICKÁ ČÁST	51
4.1 Stavebně technický průzkum.....	51
4.2 Základní údaje o objektu	52
4.2.1 Mostní prohlídka	53
4.2.2 Metodika prováděných prací	60
5. LABORATORNÍ ČÁST.....	66
5.1 Vyhodnocení pevnosti v tlaku na jádrových vývrtech.....	66

5.1.1	Úprava zkušebních těles	66
5.1.2	Obecné vyhodnocení zkoušky	66
5.1.3	Přepoččet pevnosti v tlaku stanovený na tělesech jiných než normových	67
5.1.4	Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku	68
5.1.5	Výpočet	72
5.2	Vyhodnocení upřesněné pevnosti v tlaku stanovené Schmidtovým tvrdoměrem	72
5.2.1	Obecné vyhodnocení výsledků měření s upřesněním	72
5.2.2	Stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku	74
5.2.3	Výpočet	76
5.3	Vyhodnocení odtrhových zkoušek (přidrženost betonové vrstvy)	76
5.3.1	Obecné vyhodnocení zkoušky	77
5.3.2	Vyhodnocení provedených zkoušek	77
5.3.3	Výsledky	78
5.4	Vyhodnocení chemického průzkumu	78
5.4.1	Chemická analýza	78
5.4.2	Stupeň karbonatace	78
5.4.3	Stupeň modifikační přeměny	79
6.	PŘEPOČET ZATÍŽITELNOSTI	80
6.1	Stanovená zatížitelnost	80
6.2	Odůvodnění	80
7.	VÝSLEDKY A INTERPRETACE VÝSLEDKŮ	81
7.1	Nosná konstrukce – prefabrikované mostní nosníky DS-C	81
7.1.1	Stav předpínací výztuže	81
7.2	Spodní stavba – prefabrikované mostní stojky	83
7.3	Spodní stavba – mostní opěry	84
7.4	Výsledky chemické analýzy	84
7.5	Výsledky rentgenové difrakční analýzy	85
7.6	Výsledky diferenční termické analýzy	85
7.7	Výsledek stanovení pH ve výluhu	85
7.8	Zařazení vzorků betonu do etapy karbonatace	86
7.9	Vyhodnocení působení chloridů na konstrukci	86

7.10	Celkové zhodnocení diagnostického průzkumu.....	87
7.10.1	Prefabrikované mostní nosníky DS-C	87
7.10.2	Prefabrikované mostní stojky	89
7.10.3	Mostní opěry.....	90
7.11	Návrh opatření	91
8.	ZÁVĚR	94

1. ÚVOD

Mosty jsou obecně konstrukce umožňující překonávání překážek přírodního charakteru (například údolí, rokle, řeky a další terénní nerovnosti, svojí povahou nevhodné pro budování zemních těles), nebo dovolují provést mimoúrovňové křížení s prvky infrastruktury ať už v podobě jiných dopravních staveb nebo v podobě vedení sítí, produktovodů apod.

Mosty jsou zpravidla vystavovány, v dnešní době stále se zvyšujícím, statickým i dynamickým zatížením, ale často i v závislosti na umístění nezanedbatelným klimatickým, ale i seismickým zatížením.

Pokud se soustředíme na mostní stavitelství na území České republiky na konci 19. a v průběhu 20. století je převládajícím materiálem pro výstavbu těchto konstrukcí beton jak ve formě monolitické, tak v podobě prefabrikace. Je tomu tak dáno z důvodu dobré materiálové dostupnosti, často s využitím lokálních přírodních zdrojů a příznivých pořizovacích nákladů, ale i rozšiřováním poznatků o navrhování a projektování konstrukcí.

V současné době lze označit stav mostů na pozemních komunikacích za nevyhovující. To je zapříčiněno jednak nedostatečnou technologickou kázní při výstavbě, nedokonalostí použitých materiálů (absence stavební chemie, kvalita izolačních systémů) nebo i dalšími dřívějšími trendy (např. ukládání výztuže na kontakt bednění) a v druhé řadě také nedostatečným systémem kontroly, údržby a evidence. Zlepšení této situace nastává po roce 2000, kdy postupně dochází k zavedení evidence, systému kontrol a strategie zlepšení nevyhovujícího stavu mostů silniční a dálniční sítě.

Zavedené, normativně stanovené postupy, mají za úkol při pravidelných periodických prohlídkách za využití převážně vizuálních metod objektivně zhodnotit stavebně technický stav mostu, ale i předejít v případě havarijních stavů porušení konstrukce, nebo jejich částí, v krajním případě zamezit zborcení konstrukce, a tedy i fatálním důsledkům s takovouto událostí spojených.

Jedním z nezbytných faktorů při rozhodování o bezpečnosti nebo budoucnosti konstrukce společně se statickým ověřením je stavebně technický (diagnostický) průzkum. Ten má za úkol s využitím standardizovaných postupů založených na nejmodernějších poznacích o stavebních materiálech, ale i zkušenostech techniků

vykonávajících tuto formu průzkumu. Výsledkem takového průzkumu je pak doporučení pro další nakládání s konstrukcí, tedy rozhodnutí o rekonstrukci, přestavbě celé, popřípadě dílčí části konstrukce, odstranění konstrukce, vyloučení z provozu atd.

V závislosti na dostupném přístrojovém vybavení a technické vyspělosti těchto přístrojů je perspektivním odvětvím nedestruktivní zkušebnictví, při kterém dochází k žádným nebo minimálním negativním dopadům na stanovovanou konstrukci. Obecně je tyto metody vhodně doplnit i destruktivním, popřípadě semi-destruktivním způsobem zkoušení, které obecně poskytuje spolehlivější data, ale za cenu větší pracnosti (tím pádem i vyšších nákladů) a za cenu oslabování konstrukce danou povahou zkoušek. Trendem je volit kompromis v podobě použití obou metod.

2. CÍLE PRÁCE

Cílem této diplomové práce je provedení stavebně technického průzkumu dle stanoveného plánu diagnostických prací na mostu pozemní komunikaci první třídy I/43 ev. č. mostu 43-011, který překonává mimoúrovňový sjezd na komunikaci II/385 ve směru na Kuřim, severně od Brna, Jihomoravský kraj. Jedná se o typovou prefabrikovanou konstrukci tvořenou nosníky typu DS-C, prefabrikovanými vnitřními podpěrami a monolitickými koncovými opěrami.

V literární rešerši této práce bude popsán současný trend hospodaření s mosty na pozemních komunikacích zejména dálničního typu a komunikacích I. třídy, pro které je tento typ konstrukce určen. Bude popsán způsob vlastnictví a pověření institucí zodpovědných za evidenci, hospodaření a nakládání s mostními konstrukcemi, dále bude proveden přehled provádění mostních prohlídek a stanovování zatížitelnosti mostů.

Druhá část literární rešerše popisuje typ mostní konstrukce z prefabrikátů podnikového typu DS-C bývalého státního podniku Dopravní stavby s ohledem na použití, konstrukční uspořádání, konstrukční tvar hlavní nosné konstrukce spodní stavby, způsob vyztužování, jakosti předpínací a betonářské výztuže, popis výroby a montážních postupů a statické působení.

V poslední části literární části jsou popsány zásadní metody stavebně technického průzkumu spolu s jejich praktickým využitím a omezení.

Praktická část je zaměřena na provedení navržených diagnostických metod in situ, popsání metodiky provádění jednotlivých zkoušek a provedení vizuální mostní prohlídky s podrobnou dokumentací poruch.

Navazující laboratorní část je zaměřena na provedení laboratorních zkoušek a jejich vyhodnocení dle příslušných normových postupů.

Závěrečná část se věnuje shrnutí výsledků, jejich porovnání a interpretaci a v závislosti na zjištěných poznacích na příslušná stavební opatření nezbytných pro zlepšení stavebního stavu konstrukce.

3. LITERÁRNÍ REŠERŠE

3.1 Politika řízení jakosti a hospodaření s mosty

3.1.1 Legislativa a vlastnictví mostů na PK v České republice

Mosty jsou stavby na pozemních komunikacích, překonávající přírodní překážku nebo umožňující křížení s ostatní infrastrukturou, stavbami apod. Vlastníkem mostu je tedy instituce, která je vlastníkem komunikace, na které se most nachází.

Vlastnictví pozemních komunikací upravuje v České republice zákon 13/1997 Sb. (Zákon o pozemních komunikacích) [1].

Vlastníkem dálnic a silnic I. tříd je stát, vlastníkem silnic II. a III. tříd je příslušný kraj, na kterém se pozemní komunikace nachází. Vlastníkem místních komunikací je příslušná obec, na které se most nachází. Vlastníkem účelových a ostatních pozemních komunikací je fyzická nebo právnická osoba.

Povinnosti vlastníka pozemní komunikace, tedy i staveb na ní umístěných, vyplývají ze zákona 13/1997 Sb. [1], který je podrobně upraven vyhláškou 104/1997 [2], kterou se tento zákon provádí. Mezi základní povinnosti vlastníka patří vedení evidence komunikací a objektů na ní, vykonávání správy a zajištění pravidelné údržby, prohlídek a oprav.

Obecně platí, že pro výkon správy, evidenci, provádění prohlídek a přípravu oprav jsou závazné technické předpisy, a to technické normy a další technické předpisy (ČSN, ČSN EN, Technické kvalitativní podmínky MD ČR a Technické podmínky MD ČR) [3].

3.1.2 Systém evidence mostů

Evidence je vedena podle pravidel normy ČSN 73 6220 [4] zpravidla v elektronické podobě u správců, s možností okamžitého zpracování libovolných tiskových výstupů. Správce objektu je zodpovědný za provádění aktualizace a archivace dat. Evidence mostů probíhá ve dvou základních úrovních: v ústředním pasportu (např.: databanka ŘSD [5]), nebo pasportem u jednotlivých správců objektů (např.: Systém hospodaření s mosty [6]).

Evidenční číslo mostu se zpravidla skládá z čísla komunikace – silnice, dálnice, indexu (alfabetický znak, který slouží u silnic I. a II. třídy k označení ramene silnice, u silnic III. třídy je součástí čísla silnice) a pořadového čísla objektu.

Tiskovým výstupem z pasportu těchto objektů je mostní list, ten je průběžně automaticky aktualizován podle údajů z mostní databáze tak, aby vždy souhlasily se skutečným stavem objektů [4].

V současné době pro úkony spojené s evidencí, hodnocením stavu, údržbou a plánováním oprav je zaveden Systém hospodaření s mosty (BMS = Bridge Management System, resp. jeho aktualizovaná forma BMS2). BMS2 je systém umožňující prostřednictvím internetového prohlížeče nahlížení do pěti základních modulů: evidence (pasport), inspekce (prohlídka), údržba, finance a administrativa. Vlastní data jsou spravována na centrálním úložišti a celý systém je zařazen jako podsystém Informačního systému o silniční a dálniční síti ČR (ISSDS ČR), který vede ŘSD ČR [7].

Nedostatkem systému evidence mostů v České republice je nedostatečné množství informací ukládaných do systému v letech 1950 až 2000, tedy u mostů, které v současné době vyžadují obzvlášť velkou pozornost [3].

3.1.3 Mostní prohlídky

Mostní prohlídky se vykonávají dle příslušné normy ČSN 72 6221 [8] a dále jsou doplněny o přílohu „A“ v TP 175 (Sledování životnosti betonových konstrukcí objektů PK) [9].

Všechny mosty na veřejných komunikacích musí být pod dohledem v předem stanovených intervalech. Prohlídky zajišťuje jejich vlastník, popř. správce objektu. V případě obnovy mostu, po výstavbě nového mostního objektu nebo změně jedné a více jeho konstrukčních částí zajišťuje první prohlídku před uvedením do provozu nebo do předčasného užívání objednatel stavby. Povinnost výkonu prohlídek připadá majiteli/správci objektu v okamžiku uvedení mostu do provozu/do předčasného užívání (tato povinnost trvá i v případě dočasného vyloučení mostu z provozu) [8,10].

3.1.3.1 Druhy mostních prohlídek

Na mostech pozemních komunikací se provádí tyto druhy prohlídek [8]:

- běžná prohlídka,

- hlavní prohlídka,
- první hlavní prohlídka,
- mimořádná prohlídka,
- kontrolní prohlídka,
- technická prohlídka,
- prohlídka podjezdu.

3.1.3.2 Běžná prohlídka

Slouží jako podklad pro plánování údržby mostů, má za úkol provedení běžného dozoru na stavebně technickým stavem a bezpečností mostu. Tyto prohlídky se vykonávají v pravidelných časových intervalech, a to nejméně jedenkrát ročně u mostů s klasifikačním stupněm I-IV a nejméně dvakrát ročně u mostu se stavebním stupněm V-VII.

Běžné prohlídky propustí a ostatních konstrukcí mostům podobných se provádějí v pravidelném časovém intervalu minimálně jedenkrát ročně.

Součástí mostní prohlídky je kontrola označení a údajů v mostním listě, všeobecná kontrola jednotlivých konstrukčních částí, příslušenství a vybavení z hlediska použitelnosti, funkčnosti a bezpečnosti provozu, kontrola údržby a závěrů uvedených v předchozích prohlídkách, stanovení návrhu na opatření oproti vzniklým skutečnostem a stanovení požadavků na údržbu [8,11].

3.1.3.3 Hlavní prohlídka

Hlavní mostní prohlídka slouží jako podklad pro plánování údržby a oprav objektu. Tyto prohlídky se provádějí v pravidelných časových intervalech a to:

- u trvalých mostů nejméně 1x za rok při klasifikačním stupni stavebního stavu I-III, 1x za čtyři roky pro klasifikační stupeň IV a 1x za dva roky pro klasifikační stupeň V-VII,
- u mostů dřevěných, zatímních a provizorních 1x za dva roky,
- u mostů sdružených a drážních 1x za 3 roky dle příslušných drážních předpisů
- hlavní prohlídky propustí se provedou 1x za 10 let (stupeň I-III), 1x za 4 roky (stupeň IV-V) a při stavební klasifikaci VI-VII alespoň 1x za dva roky.

Součástí hlavní prohlídky je kontrola správnosti údajů v ML, podrobná kontrola stavebně technického stavu konstrukčních částí včetně vybavení a příslušenství, kontrola údržby a dodržování doporučení z předchozích prohlídek, stanovení termínů dalších hlavních prohlídek a ostatních výkonů [8,11].

3.1.3.4 První hlavní prohlídka

Tato prohlídka se provádí zejména před uvedením nového mostního objektu, nebo zrekonstruovaného objektu, popř. jedné z jeho částí do provozu. Má za úkol podrobný dohled nad stavebně technickým stavem, spolehlivostí a bezpečností užívání mostního objektu. V případě požadavku na zatěžovací zkoušku mostu se taková zkouška provádí až po uvedení doporučení z hlavní mostní prohlídky.

Úkolem první hlavní prohlídky je důkladná kontrola a hodnocení provedení mostu, všech jeho částí a příslušenství dle projektové dokumentace, popis závad, poruch, nedodělků, celkové zhodnocení připravenosti mostu na zatěžovací zkoušku (pokud je požadována) a na uvedení do běžného provozu [8,11].

3.1.3.5 Mimořádná prohlídka

Svým rozsahem odpovídá hlavní mostní prohlídce, avšak je prováděna v případě výskytu mimořádných událostí, které by mohli mít negativní dopad na mostní konstrukci.

Děje se tak v případech živelných pohrom – povodní, zemětřesení atd., nebo po dopravních nehodách, kdy došlo k nárazu do nosných konstrukčních částí mostu, spodní stavby. Dále v případech půdních sesuvů, důlních událostí, při nadměrných deformacích konstrukčních částí, při výskytu výraznějších trhlin, které mohou mít potenciální vliv na únosnost mostu, při zjištění nadzvedávání ložisek, mostních závěrů, jejich nedosedávání, překročení pootočení a nadměrných deformací atd. [8,11].

3.1.3.6 Kontrolní prohlídka

Kontrolní prohlídkou se vykonává odborný dozor nad prováděním běžných a hlavních prohlídek [8].

3.1.3.7 Technická prohlídka

Jedná se o detailnější prohlídku určité konstrukční části mostu za účelem zjištění skutečného technického stavu [8].

3.1.3.8 Prohlídka podjezdu

Jedná se o prohlídku v rozsahu běžné mostní prohlídky, avšak v podjezdu [8].

3.1.3.9 Hodnocení spolehlivosti mostu

Spolehlivost mostu se vyjadřuje jeho odolností z hlediska zatížitelnosti. Zatížitelnost mostů je blíže specifikována v normě ČSN 73 6222 [12]. Pro popis stavebního stavu mostu je používáno sedmi klasifikačních stupňů stavebního stavu – viz *Tabulka č. 1* [8].

Tabulka 1: Klasifikační stupně stavebního stavu mostů na PK [8]

Klasifikační stupeň stavebního stavu	Stavební stav	Popis stavebního stavu
I	Bezvadný	Bez zjevných závad, poruch a/nebo nedodělků.
II	Velmi dobrý	Lokální vzhledové závady a poruchy, které nepředstavují zvýšené riziko z hlediska zajištění dlouhodobé spolehlivosti mostu (nad 10 let).
III	Dobrý	Závady a poruchy většího rozsahu, které neovlivňují spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího časového zajištění v časovém horizontu do 10 let.
IV	Uspokojivý	Závady a poruchy, které nemají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu do 5 let.
V	Špatný	Závady a poruchy, které mají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak jsou odstranitelné bez významnějších zásahů do nosné konstrukce mostu.
VI	Velmi špatný	Závady a poruchy, které mají zásadní vliv na spolehlivost konstrukce a jsou odstranitelné pouze významnými zásahy do nosné konstrukce mostu.
VII	Havarijní	Závady a poruchy ovlivňující spolehlivost konstrukce takovou měrou, že vyžadují okamžitá opatření pro odvrácení havárie (např. uzavření nebo podepření mostu)

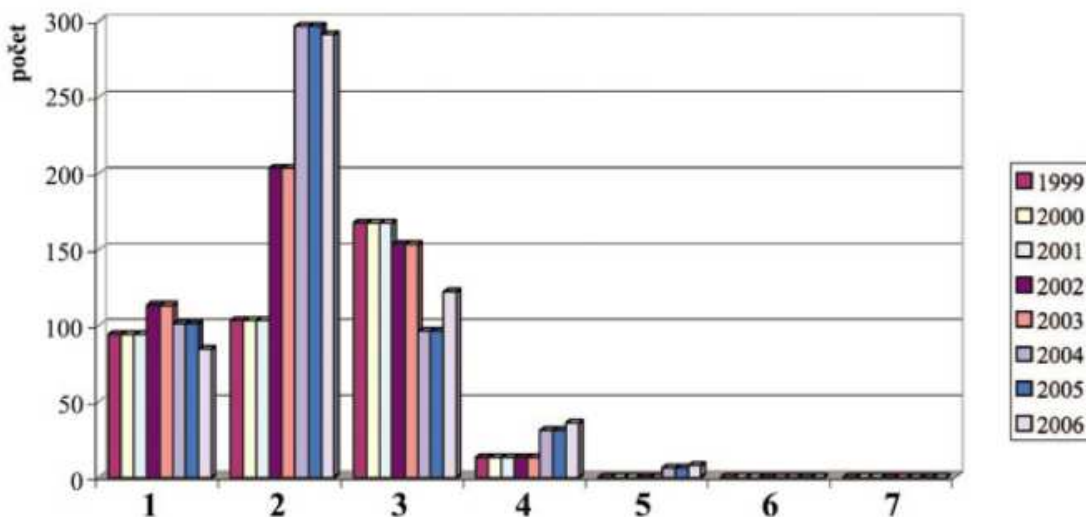
3.1.4 Stav mostů v České republice

Současný špatný stav mostů v České republice je zapříčiněn známými faktory, mezi které patří např. stáří staveb, nárůst intenzity dopravy a dopravního zatížení, nedostatky projektu, špatná technologická kázeň, nedostatečná kvalita stavebních materiálů, nedostatečná údržba apod.

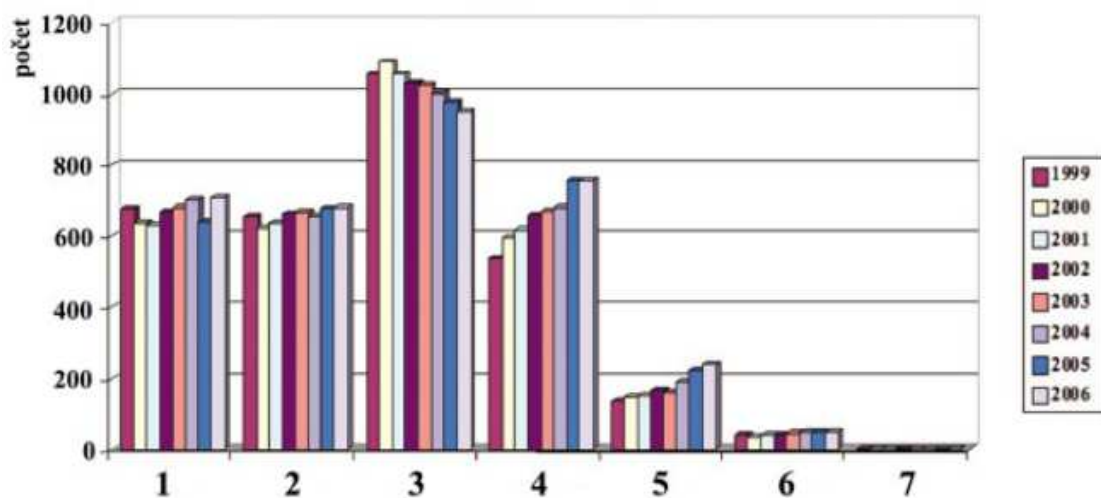
Zhoršující se stav mostů znamená v důsledcích znehodnocení silniční sítě a mnohdy i bezprostřední ohrožení bezpečnosti silničního provozu [13].

Príspevek v časopise Stavebnictví o stavu silničních a dálničních mostů v ČR znázorňuje stavební stav mostů v letech 1999–2006 [13]. V obrázcích 1 a 2 této diplomové práce jsou uvedeny grafy ukazující počet mostů a jejich stavební stav na dálnicích a silnicích I. třídy ve výše zmíněném období. Na obrázku 3 je uveden stavební stav a počet mostů na dálnicích a silnicích I. třídy v ČR na základě dat z BMS k prosinci 2019. Vzhledem k převodu některých silnic I. třídy do dálniční sítě lze jen těžko korektně určit trend vývoje a zlepšení stavebního stavu mostů.

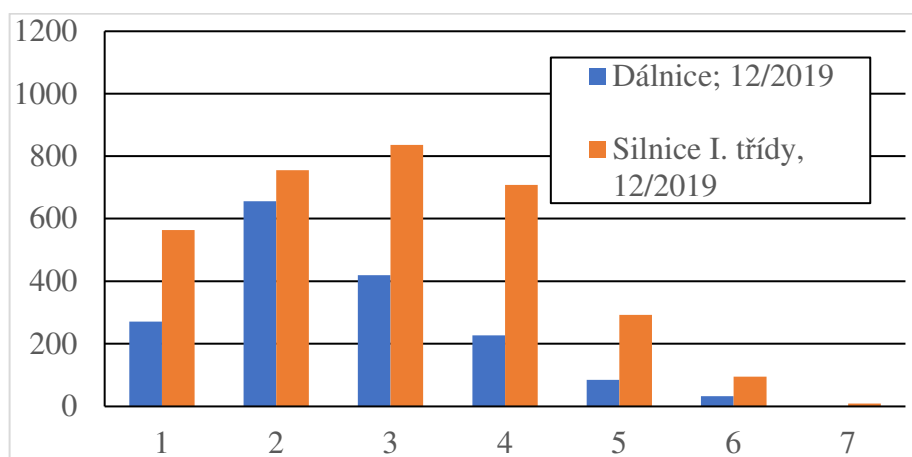
Jelikož se typ diagnostikované konstrukce v praktické části této diplomové práce objevuje zejména u dálničních mostů a mostů na silnicích I. třídy, nebudou do přehledu zahrnuty mosty na silnicích II. a III. tříd a mosty na účelových a ostatních komunikacích.



Obrázek 1: Počet mostů na dálnicích v ČR dle stavebního stavu nosné konstrukce v letech 1999-2006 [13]; 1) bezvadný, 2) velmi dobrý, 3) dobrý, 4) uspokojivý, 5) špatný, 6) velmi špatný, 7) havarijní



Obrázek 2: Počet mostů na silnicích I. třídy v ČR dle stavu nosné konstrukce v letech 1999-2006 [13]; 1) bezvadný, 2) velmi dobrý, 3) dobrý, 4) uspokojivý, 5) špatný, 6) velmi špatný, 7) havarijní



Obrázek 3: Počet mostů na dálnicích a silnicích I. třídy v ČR dle stavu nosné konstrukce k 12/2019; 1) bezvadný, 2) velmi dobrý, 3) dobrý, 4) uspokojivý, 5) špatný, 6) velmi špatný, 7) havarijní

3.2 Mosty z prefabrikovaných dílců typu DS-C

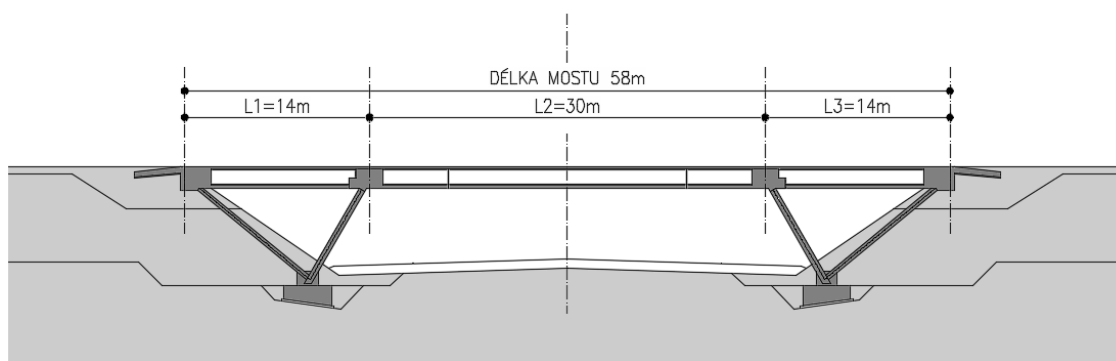
Je jedním z typových prefabrikovaných nosníků bývalého národního podniku Dopravní stavby Olomouc (odtud označení DS). Z tohoto typu nosníků docházelo zejména v osmdesátých a devadesátých letech k výstavbě prefabrikovaných mostních, převážně spojitých konstrukcí. Konstrukčně se jedná o prefabrikované komůrkové nosníky z betonu B 500, podélně spojované v křídlech konzol petlicovými styky a dodatečně podélně předepínanými. Příčná tuhost konstrukce je zajištěna koncovými

monolitickými příčnicími (příčně předepínanými), příčnicími nad vnitřními podpěrami byly používány jen výjimečně [14].

3.2.1 Použití nosníků DS-C

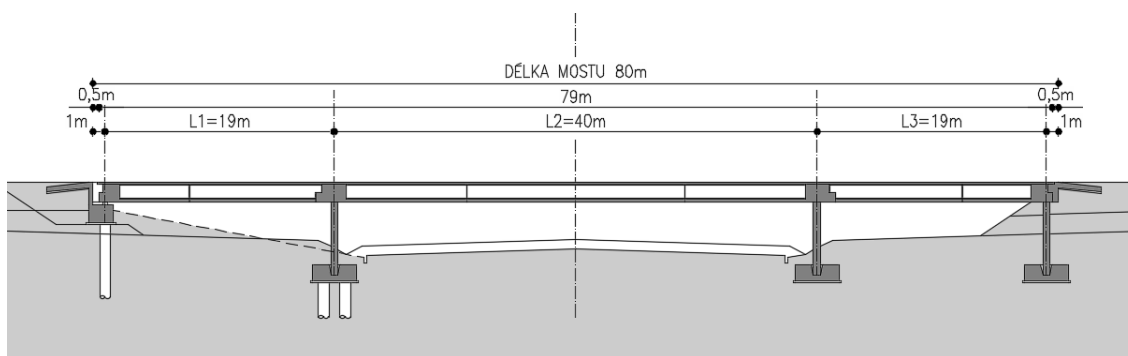
Z nosníků DS-C byly běžně prováděny zejména konstrukce spojitě o 3 nebo více polích. Dle dispozičního uspořádání, délky přemostění a způsobu podepření se dělí na konstrukce:

- a) Délka konstrukce od 60 do 100 m je předepínána průběžnými kabely a napínána z obou stran. Při této konstrukční délce se používaly nosníky výšky 1,2 m pro třípolové a čtyřpolové silniční mosty (rozpětí vnitřních polí 28–30 m). Z nosníků konstrukční výšky 1,6 m docházelo k výstavbě třípólových silničních mostů s rozpětím vnitřního pole 36–40 m. Dle nejčastějších konstrukčních provedení bylo preferováno pět základních konstrukčních uspořádání navržených n. p. Dopravní stavby Olomouc:
 - spojitý nosník o třech polích (rozpětí 15-32-15 m). Nosníky výšky 1,2 m a šířek 2,0; 2,2 a 2,4 m tvořili most s délkou nosné konstrukce 64 m. Uspořádání v příčném směru 5 dílců (délka jednoho nosníku 63 m). Podélné předpětí tvořeno 10 kabely 24 \varnothing P7.
 - vzpěradlový rám s táhly o třech polích (rozpětí 14-30-14 m). Nosníky výšky 1,2 m, teoretická vzdálenost kloubů při přímé niveletě 39,0 m, výška šikmých podpěr 7,8 m. Vzpěry jsou železobetonové, konického tvaru o rozměrech průřezu 94-60/50 cm jsou k podélné příčli připojeny pod úhlem 60°, přípoj je řešen montážními kabely. Táhlo o rozměrech 60/40 cm z předem předpjatého betonu a je uloženo pod úhlem 39,39°. Příčný řez sestává z 5 nosníků při délce nosníků 58 m, podélné předpětí tvořeno 10 kabely 24 \varnothing P7 [14].



Obrázek 4: Vzpěradlový rám o 3 polích (rozpětí 14,0 + 30,0 + 14,0 m). DS-C výšky 120 cm

- spojitý nosník o třech polích (rozpětí 19-36-19). Nosníky výšky 1,6 m, šířky 2,0, 2,2 a 2,4 m, při délce nosné konstrukce 76 m, délka jednoho nosníku 75 m, je tvořen 7 segmenty. Předpětí jednoho nosníku 12 kabelů 24 \varnothing P7. Vnitřní podpěry tvoří železobetonové prefabrikované stojky 90/60 cm.
- spojitý nosník o třech polích (rozpětí 19-40-19 m). Výška nosníku 1,6 m. Délka nosné konstrukce 80 m, v podélném směru je nosník sestaven z 8 segmentů, délka prefabrikovaného nosníku 79,0 m. Předpětí jednoho nosníku 12 kabelů 24 \varnothing P7. Vnitřní podpěry tvoří železobetonové prefabrikované stojky 90/60 cm.



Obrázek 5: Spojitý nosník DS-C o 3 polích (rozpětí 19,0 + 36,0 + 19,0 m), DS-C výšky 160 cm

- vzpěradlový rám s táhly o třech polích (rozpětí 14-36-14 m). Výška nosníku 1,6 m. Teoretická vzdálenost kloubů při přímé niveletě 45,0 m, teoretická výška šikmých podpěr 7,8 m. Způsob a geometrie připojení táhel a vzpěr je shodná se

vzpěradlem 14-30-14 m. Příčel (podélný nosník je sestaven z 5 segmentů, délka nosníku je 64,0 m. Předpětí 12 kabelů 24 \varnothing P7).

- b) Při délce konstrukce větší než 100 m sloužili nosníky DS-C jako alternativa při nevhodnosti použití dalšího typového produktu DSO – segmentových konstrukcí typu DS-V. Tento typ konstrukce vyžadoval stykování předpínacích kabelů pomocí spojek [14].

3.2.2 Tvar nosníku DS-C

Typový nosník DS-C se vyrábí ve dvou základních výškách a to 1,2 a 1,6 m a třech základních šířkách – 2,0 m, 2,2 m a 2,4 m. Z těchto rozměrů vyplývá značení nosníků. Tvarově se jedná o komorový průřez s postranními konzolami. Spodní příčel je tvořena deskou tl. 200 mm, vnitřní hrany mezi stojinami a dolní příčlí jsou zkoseny 100/100 mm, vnější hrana zaoblena kružnicí poloměru 40 mm, šířka spodní příruby je 1,0 m, stojiny jsou vedeny kónicky se sklonem 10:1 (tl. stojiny v závislosti na kónickém tvaru 180–190 mm). Horní příruba má konstrukční šířku v závislosti na vyráběném typu (2,0 až 2,4 m), a tloušťka v ose nosníku 120 až 130 mm u stojin zvýšena náběhem 240/80 mm (sklon 1:3) vnější konzola je tloušťky 200 mm se zaoblením na vzdušné straně obloukem poloměru 105 mm, konce konzol jsou upraveny vybráním s vytaženou betonářskou výztuží pro dobetonávku podélných styků nosníků.

Systém nosníků umožňuje provedení příčného řezu s postupným rozšířením spáry mezi nosníky. Nejvyšší šířka mezi nosníky je 50 mm. Toto řešení je v závislosti na směrovém a výškovém řešení dané situace a dovoluje převedení oblouku o minimálním poloměru 750 m (respektive 500 m při provedení spár 60 mm ve výjimečných případech návrhu). Nejmenší doporučený poloměr pro výškové vedení trasy je 2000 m. Šikmost mostu je do 60° [14].

3.2.4 Předpínací výztuž

Kabely se umísťují do stojin nosníků a jsou tvořeny kanálky z hladké bezešvé ocelové roury \varnothing 60 mm, tl. stěny 1,5 mm. Kabel se skládá z 24 lan patentního drátu \varnothing 7 mm. Ve vydání technické příručky pro projektování z roku 1978 je uvažováno s použitím lanových kabelů 6 \varnothing Lp 15,5 [14].

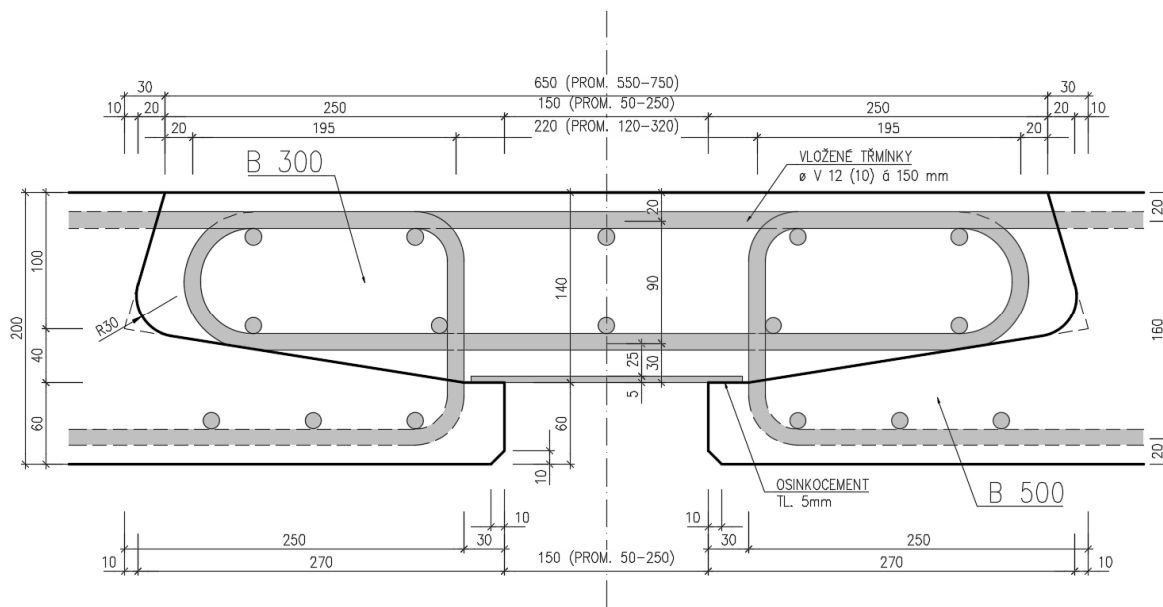
3.2.5 Statické působení

Pro tento typ nosné konstrukce je navržen postup výpočtu v literatuře Teorie výpočtu komůrkových nosníků, SNTL 1974 [15] pomocí metody lomenic. V tomto případě se jedná o náročnou metodu. Obecně lze tento typ konstrukce počítat jako náhradní nosníkový rošt, kdy jsou podélné prvky – komůrkové nosníky v podélném směru nahrazeny pruty. Tuhost příčného řezu je zajištěna pomocí příčné vazby v podobě koncových příčníků.

Autoři technické příručky pro nosníky DS-C doporučují použít výpočet metodou náhradního prutového roštu jen ve výjimečných případech, kdy šikmost mostu přesahuje 60° a doporučují mosty s běžnou geometrií počítat přibližným řešením, které spočívá v určení nejvíce zatěžovaného nosníku pomocí roznosu zatížení v příčném směru a dále řešení v podobě prutové konstrukce spojitě nebo rámové.

Spolupůsobení nosníků v příčném směru je zajištěno petlicovými styky. Ve výpočtovém modelu je možno uvažovat kloubové spojení nosníků i přes to, že spojení je ve skutečnosti dostatečně tuhé. Vzhledem k výraznému rozdílu v tuhosti samotného komůrkového průřezu, který je vzhledem k tuhosti desky konzol mnohonásobně vyšší lze uvažovat kloubové spojení.

Řešení v podélném směru a samotné dimenzování se provádí běžnými normovými metodami. V technické příručce je uvedena tabulka dimenzačních momentů, podle které bylo možno ověřit momentovou únosnost v daném rozhodujícím průřezu a s určitým uspořádáním kabelů [14,15].



Obrázek 7: Příčné spojení prefabrikovaných nosníků DS-C (petlicový styk) [14]

3.2.6 Spodní stavba

Krajní podpěry jsou většinou řešeny jako monolitické, železobetonové. Nízké opěry jsou založeny na řadě vrtaných pilot. Vnitřní podpěry jsou prováděny rovněž jako nosníky z prefabrikovaného betonu, obdélníkového průřezu 90/50 nebo 90/60 cm, délka zpravidla 6–12 m. Prefabrikované stojky umožňují rychlou montáž bez nutnosti vnitřních příčníků. Stojka je uložena pod nosníkem přímo v ose, při sudém počtu nosníků je možnost uložit dvojici segmentů na 1 stojku.

Stojka je v hlavě uložena kloubově pod nosník a v patě vetknuta do základových pasů. Základový pas je tvořen jako kalich, v němž je stojka vyklínována a zbylý prostor je zabetonován betonem třídy B 330.

V případě vzpěradlových rámců se využívají prefabrikované vzpěry konického tvaru o rozměrech průřezu 94-60/50 cm nebo 93-60/60 cm a prefabrikovaná táhla z předem předpjatého betonu s obdélníkovým průřezem 60/40 cm. Nad základovým pasem dochází ke spojení vzpěr a táhel pomocí kabelů, které jsou vedeny v táhle. Po montáži konstrukce a předepnutí se každé táhlo ukotví v základovém bloku z monolitického betonu [14].

3.3 Zatížitelnost mostů PK

Zatížitelnost mostů pozemních komunikací je obecně dána nejnižší hodnotou ze zatížitelnosti jednotlivých konstrukčních prvků dané nosné konstrukce nebo její spodní stavby.

V TP 200 [16] jsou uvedeny jednotlivé předpisy pro stanovení zatížitelnosti mostu, které umožňují zjištění zatížení nebo zatížitelnosti, podle kterého byl most v minulosti projektován. Z těchto předpisů lze věrohodně určit únosnost/zatížitelnost a v případě nutnosti ověřit zatížitelnost dle nových postupů. Z těchto postupů dále vyplývají rozhodnutí o nutnosti zavedení opatření ve formě např.: rekonstrukce mostního objektu nebo omezení dopravy. Zvýšenou pozornost je nutno věnovat zejména u objektů, kde byla zatížitelnost stanovena odhadem, popřípadě je stanovení zatížitelnosti neznámé. Je tedy nutné objektivně posoudit podmínky, za kterých byla zatížitelnost mostu stanovena.

Zatížitelnost mostů PK se v současnosti stanovuje dle ČSN 73 6222: Zatížitelnost mostů pozemních komunikací [12]. Předpokladem pro stanovení zatížitelnosti je realizace hlavní nebo mimořádné mostní prohlídky (dle ČSN 73 6221 [8]). Výpočet se provede zejména v případech, kdy došlo k opravě nebo rekonstrukci mostu (zesílení konstrukce, rozšíření konstrukce, změna statického schématu, změna na jednotlivých konstrukčních částech nosné konstrukce atd.), nebo v případě navýšení zatížení v podobě výměny nebo přidání vozovkových vrstev, změny příslušenství, novým cizím zařízeními atd.

Pro samotný výpočet je nutné stanovení charakteristických hodnot použitých materiálů. V případě, že existuje původní, ověřená dokumentace mostu, lze tyto hodnoty odečíst přímo a zohlednit jejich redukcí v závislosti na stáří objektu a na jeho stavebně technickém stavu. Při hodnocení existujících mostů musí být uvažovány skutečné materiálové charakteristiky dle ČSN ISO 13822 [17].

Zatížitelnost se podle normy ČSN 73 6222 [12] stanoví podrobným statickým výpočtem (označení V), nebo kombinovaným statickým výpočtem (označení K).

Podrobný statický výpočet zatížitelnosti se provádí dle aktuálně platných norem pro zatížení a projektování mostů PK rozšířených o zásady výpočtů uvedených v normě ČSN 73 6222 [12]. Oproti tomu kombinovaný statický výpočet se provádí taktéž dle platných norem pro zatížení a navrhování mostů, ale s využitím příslušných norem

a předpisů platných v době návrhu mostu. Pro výpočet je nutné znát aktuální geometrické parametry zjištěné buď diagnostickým průzkumem, nebo mostní prohlídkou. V případě dostupnosti realizačního projektu je možno použít geometrii a materiálové charakteristiky uvedené v této dokumentaci, v případě že nedošlo ke změně rozměrů nebo vlastností materiálů [12].

3.3.1 Zatížení pro stanovení zatížitelnosti

3.3.1.1 Normální zatížitelnost V_n

Zatěžovací schéma pro normální zatížitelnost vychází z modelu zatížení LM (dle normy ČSN EN 1991-2 [18]). Zatěžovací schéma je následující:

- a) po jedné dvounápravě v zatěžovacích pruzích č. 1 a 2. Zatížení na jednu dvounápravu:

$$V_{aw} = 100v_n, tj. 2 \times 50 v_n \quad (3.1)$$

- b) jedna dvounáprava v zatěžovacích pruzích č. 3 a 4 se zatížením na nápravu:

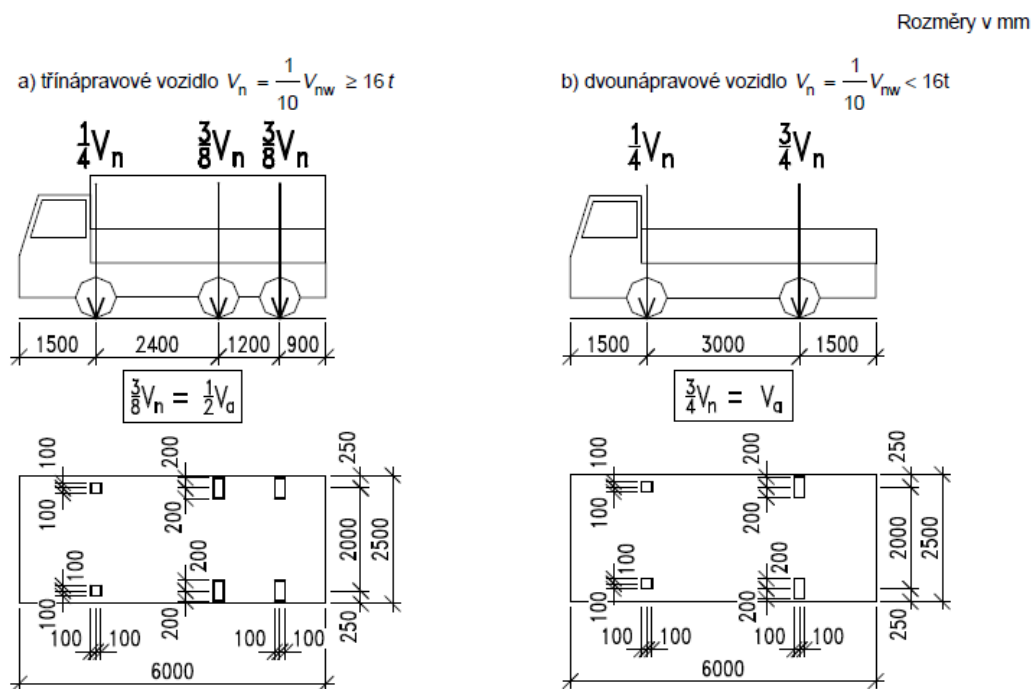
$$V_{ajw} = 1 \times 50 v_n \quad (3.2)$$

- c) rovnoměrné zatížení $2,5 v_n$ neomezené délky v zatěžovacích pruzích č. 1 a 2,
 d) rovnoměrné zatížení s hodnotou v_n neomezené délky v pruzích č. 3 a 4 na celé zbývající ploše zatěžovacího prostoru.

Počet a šířka zatěžovacích pruhů se určí v závislosti na geometrii příčného řezu. Celková šířka zatěžovacího prostoru w je definována jako vzdálenost mezi vyvýšenými obrubníky nebo vzdálenost vymezená svodidly.

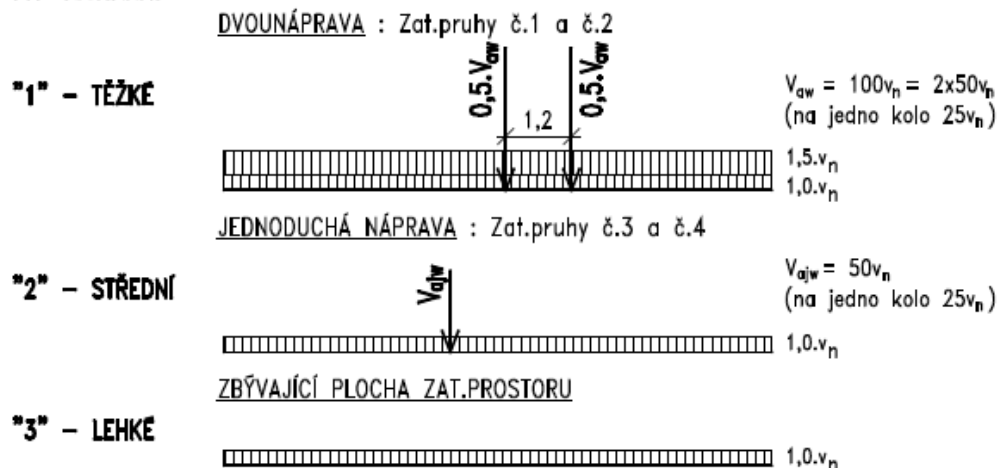
Určí se jako:	$w \leq 5,4 \text{ m}$	jeden pruh šířky 3,0 m,
	$5,4 \text{ m} \leq w \leq 6,0 \text{ m}$	dva pruhy šířky 0,5 w ,
	$w > 6,0 \text{ m}$	$w/3$ pruhy (zaokrouhlit na celé číslo dolů), šířka 3,0 m.

Pravidla pro umístění pruhů na konstrukci jsou podobná jako u normy ČSN EN 1991-2 [18], pruhy se umísťují nezávisle na sobě tak, aby byl vyvozen co největší účinek na konstrukci. Pruhy se mohou v příčném směru libovolně seskupovat, přičemž nezáleží na číselném pořadí pruhů, mezi pruhy lze klást mezeru libovolné šířky i bez zatížení, pokud toto uspořádání vyvolává extrémní zatížení na posuzovaný díl konstrukce[12].

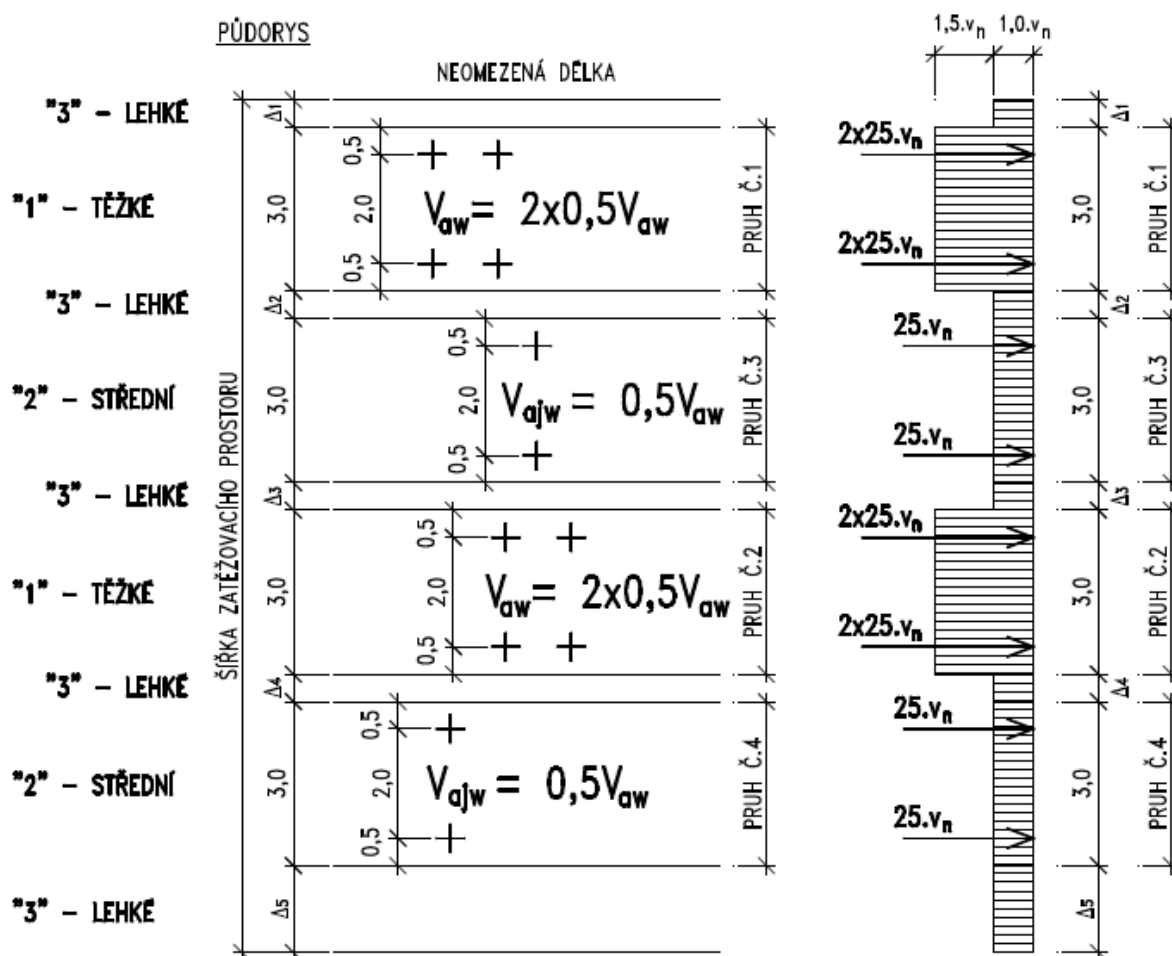


Obrázek 8: Sestava zatížení pro normální zatížitelnost [12]

TYP ZATÍŽENÍ



PŮDORYS



Obrázek 9: Princip kladení sestav zatížení do jízdního prostoru [12]

Při stanovení normální zatížitelnosti se postupuje takto:

- konstrukce se zatíží zadními nápravami – dvounápravou $V_{aw,1} = 2 \times 50 \text{ kN}$ (kolo 25 kN), nebo náhradní jednoduchou nápravou $V_{aw,1} = 100 \text{ kN}$ (kolo 50 kN)

v pruzích č. 1 a 2, jednoduchou nápravou $V_{ajw,1} = 50 \text{ kN}$ (kola 25 kN) v pruzích č. 3 a 4, rovnoměrným zatížením $2,5v_{n,l} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ neomezené délky v pruzích č. 1 a 2, rovnoměrným zatížením $v_{n,l} = 1 \text{ kN/m}^2$ neomezené délky na zbývající ploše,

- určí se rozhodující účinek od výše uvedeného zatížení na rozhodujícím posuzovaném prvku mostu,
- podle příslušného MS se určí hodnota v_n (s přihlédnutím k dynamickým účinkům pohyblivého zatížení a součinitelům spolehlivosti γ_F),
- číselná hodnota na zadní nápravu v pruzích č. 1 a 2 je dána:

$$V_{aw} = 100 v_n \quad (3.3)$$

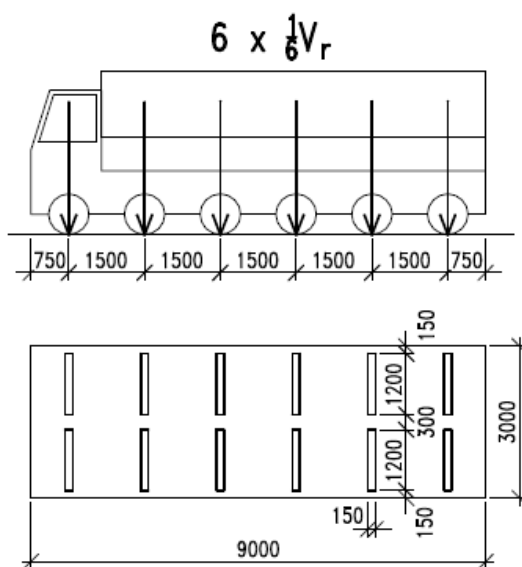
- tíha vozidla, které odpovídá normální zatížitelnosti:

$$V_{nw} = \frac{4}{3} V_{aw} \quad (3.4)$$

- dále se vypočte normální zatížitelnost

$$V_n = \frac{1}{10} V_{nw} \quad (3.5)$$

3.3.1.2 Výhradní zatížitelnost



Obrázek 10: Sestava zatížení pro výhradní zatížitelnost [12]

Výhradní zatížitelnost je nevyšší přípustná hmotnost V_r jediného šestinápravového vozidla podle zatěžovacího schématu na *Obrázku 10*, v případě, že stanovená hmotnost V_r jediného šestinápravového vozidla je větší než 50 t. V ostatních případech se postupuje podle schématu dvounápravového vozidla na *Obrázku 8b*. Pokud je stanovená hmotnost vyšší než 16 t, postupuje se podle schématu na *Obrázku 8a* [12].

Při stanovení výhradní zatížitelnosti se postupuje takto:

- a) konstrukce zatíží příslušnou sestavou zatížení dle výše uvedených schémat jednotkovou tíhou 1 kN,
- b) určí se rozhodující účinek od výše uvedeného zatížení na rozhodujícím posuzovaném prvku mostu,
- c) podle příslušného MS se určí tíha vozidla V_{rw} v kN (s přihlédnutím k dynamickým účinkům pohyblivého zatížení a součinitelům spolehlivosti γ_F),
- d) dále se výhradní zatížitelnost určí jako:

$$V_r = \frac{1}{10} V_{rw} \quad (3.6)$$

3.3.1.3 Výjimečná zatížitelnost

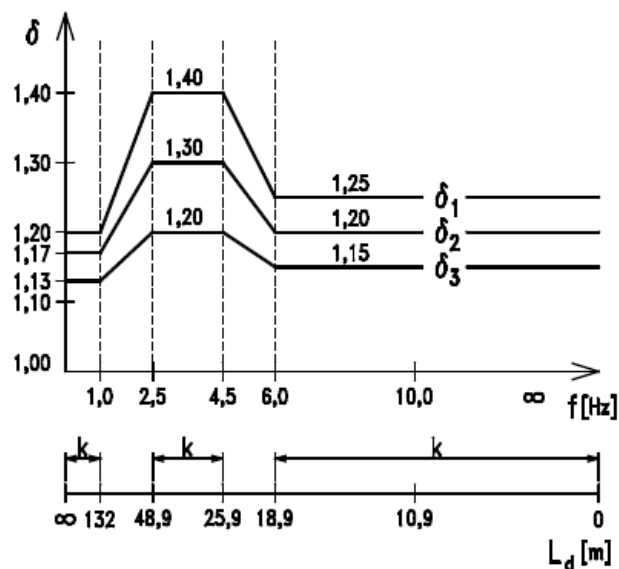
Výjimečná zatížitelnost se stanoví jako nejvyšší přípustná hmotnost devítinápravového vozidla, které se po mostě pohybuje jako jediné vozidlo s vyloučením ostatního provozu v ideální předepsané stopě s přípustnou odchylkou 0,5 m a s předepsanou rychlostí.

Postup pro zjištění výjimečné zatížitelnosti je totožný s postupem výpočtu výhradní zatížitelnosti. Dle potřeby se do výpočtu dle normy ČSN 73 6222 [12] zavedou do výpočtu brzdné a rozjezdové síly. Výše uvedené sestavy zatížení se uvažují jako charakteristické zatížení pro další kombinování s nedopravním zatížením. Pro tyto kombinace platí ČSN EN 1990 [19].

3.3.2 Dynamické účinky

Dynamické účinky vznikající při pohyblivém zatížení se zavádí do výpočtu použitím dynamického součinitele δ . Tímto součinitelem se násobí statické účinky příslušného zatížení. Hodnoty dynamických součinitelů δ_1 , δ_2 , a δ_3 jsou uvedeny na *Obrázku 11*.

Náhradní délky L_d se stanoví dle tabulky 8.1 v normě ČSN 73 6222 [12] v závislosti na druhu konstrukce/části konstrukce [12].



Obrázek 11: Dynamický součinitel [12]

3.4 Vybrané metody diagnostického průzkumu mostů PK

3.4.1 Obecně o provádění diagnostického průzkumu

Dále budou uvedeny nejběžnější metody diagnostického průzkumu používané v praxi při stavebně technických průzkumech na mostech pozemních komunikací v ČR.

Diagnostické metody je možno rozdělit dle různých kritérií, nejběžnější je rozdělení v závislosti na stupni poškození konstrukce při provádění na:

- nedestruktivní,
- semidestruktivní,
- destruktivní.

V této diplomové práci budou uvedeny pouze metody nedestruktivní a semidestruktivní [55].

3.4.2 Nedestruktivní metody

Nedestruktivní zkušební metody zkoušením nepoškozují konstrukci vůbec, nebo minimálně (příprava zkušebních míst broušením apod.) [55].

3.4.2.1 Vizuální metody

Vizuální metody jsou nejjednodušším a nejdostupnějším způsobem hodnocení stavebně technického stavu objektů. Využívají se zejména při běžných, hlavních a mimořádných prohlídkách mostů, ale jsou nespornou součástí každého diagnostického průzkumu. Při provádění vizuální kontroly mostu je nezbytná dostatečná kvalifikace provádějícího pracovníka.

Vizuální prohlídkou lze objektivně prokázat stav objektu a vytypovat poškozené části objektu na základě jeho vzhledu. Mezi poruchy zjistitelné přímo vizuální prohlídkou patří:

- poloha, počet, hloubka a šířka trhlin,
- nadměrné průhyby nebo deformace,
- obnažení výztuže v jednotlivých konstrukčních částech,
- oslabení konstrukčních prvků vlivem degradace betonu, koroze výztuže apod.,
- poškození vlivem působení chemických látek (rozmrazovačů),
- nadměrné deformace nebo koroze kloubů, ložisek, nadzvedávání konstrukce z ložisek,
- hlučnost, deformace nebo koroze mostních závěrů,
- stav mostních říms – degradace betonu, obrubníky,
- opotřebení povrchu vozovky, trhliny, vyjeté koleje, vybouleniny, prohloubeniny, drsnost,
- stav vybavení mostu – svody, odvodňovače, svodidla, zábradlí.

V závislosti na zkušenostech provádějícího technika lze na základě určitých poruch zhodnotit nepřímo:

- poruchy spodní stavby, nadměrné sedání, deformace, podemletí,
- poruchy izolačního systému – potečené části konstrukcí, vápenné výluhy, výkvěty,
- poklesy v přechodových oblastech – funkce přechodové desky, sedání zásypu.

Při provádění vizuální kontroly je vhodné rozšířit tuto pouze pozorovací metodu o použití drobných nástrojů – ověření rozměrů konstrukčních prvků měřidly a měřícími přístroji (pásma, laserový detektor), ověření šířky trhlin příložným měřítkem nebo lupou, měřením teploty podkladu a okolní vlhkosti prostředí. Metodika sledování a pasportizace

trhlin je blíže specifikována v TP 201 – Měření a dlouhodobé sledování trhlin v betonových konstrukcích [20]. Tyto způsoby umožňují efektivně doplnit informace o diagnostikovaných skutečnostech a pomoci rozhodnout o vážnosti poruch. Součástí vizuálních kontrol je podrobná fotodokumentace.

Základním předpokladem pro zajištění efektivnosti a objektivnosti vizuálních prohlídek je umožnění dostatečného přístupu k dílčím částem konstrukce tak, aby byla s ohledem na bezpečnost provádějících pracovníků umožněna prohlídka z dostatečné vzdálenosti. To je možné v případě nedostupnosti zajistit plošinami nebo mostními prohlížečkami [10].

3.4.2.2 Tvrdoměrné metody

V současné době se jedná o nejvíce používanou metodu k nedestruktivnímu stanovení vlastností materiálů ve stavebnictví. Tvrdost materiálu je určena odporem zkoušeného materiálu proti plastické deformaci materiálu. Obecně nelze specifikovat obecný vztah mezi zjištěnou tvrdostí a např. pevností. U řady metod existuje kalibrační vztah, který vyjadřuje vztah mezi stanovením tvrdosti ku pevnosti. Mluvíme tedy potom o nezaručené pevnosti [21].

Tvrdoměrné metody mají svá omezení, zkouší se pouze povrchová vrstva betonu, přístupností povrchu konstrukce, vlhkostí zkoušeného betonu, stářím betonu, stejnorodostí, přesností a spolehlivostí výsledků.

Měření je obvykle zatíženo chybou až 20 % a výsledky těchto nedestruktivních zkoušek jsou kombinovány s metodami destruktivními.

Tvrdoměry jsou obecně děleny na:

- vtiskové (kulička, váleček, disk, hrot),
- vnikající (dláta, špičáky, hroty),
- odrazové (volným pádem, pružinové),
- smykové (vytrhávání trnu, usmýknutí hrany),
- brusné a vrtné [22].

3.4.2.2.1 Zkušební místa

Na zkušebním místě se provádí takový počet měření, ze kterého se odvozuje jedna hodnota ukazatele vlastnosti materiálu (pevnost atp.). Zkušební místo se volí tak, aby

reprezentovalo zkoušený beton, nemělo by se nacházet nad probíhající ocelovou výztuží, nebo na zkarbonatovaném betonu (toto se ověří např. fenolftaleinem). Dále se zkušební místo upravuje s ohledem na zvolenou zkušební metodu, např. broušením [21].

3.4.2.2.2 Kalibrační vztahy

Patří mezi ně: obecný kalibrační vztah, směrný kalibrační vztah a určující kalibrační vztah.

Obecný kalibrační vztah reprezentuje střední křivku všech možností vztahů ukazatele tvrdoměru a krychelné pevnosti betonu. Pro rychlé určení kalibračního vztahu se vyrobí minimálně 300 zkušebních těles z různých druhů betonu s rozdílným složením, různých surovin a použitím různé technologie. Ty se pak zkouší jak nedestruktivně, tak destruktivně.

Směrný kalibrační vztah se použije pro betony, které se používají pro sledovanou vlastnost a stejnou technologii. Pro jeden kalibrační vztah pak postačí minimálně 100 zkušebních těles.

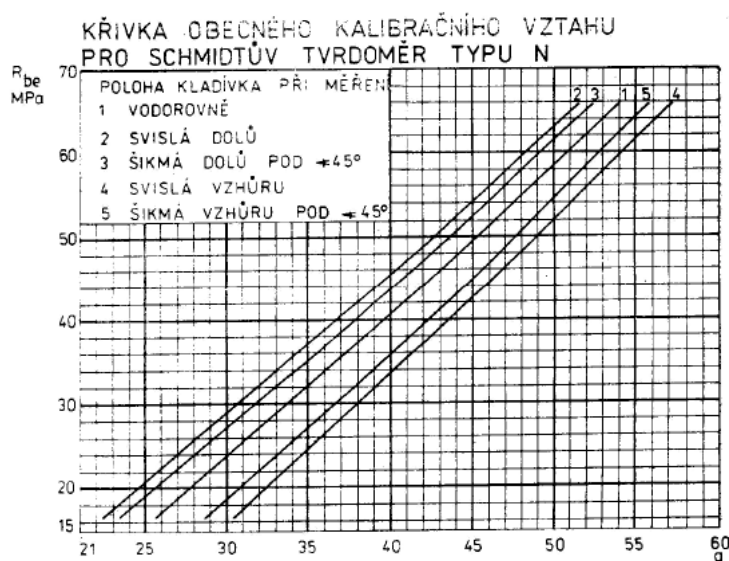
Určující kalibrační vztah slouží pro upřesnění hodnot vlastností betonu v tlaku určité třídy.

Upřesnění obecného nebo směrného kalibračního vztahu se provede vynásobením hodnoty vlastnosti určené z kalibračního vztahu součinitelem α . Tento součinitel se vypočte ze vztahu:

$$\alpha = \frac{R_b}{R_{be}} \quad (3.7)$$

kde R_b je krychelná pevnost betonu stanovené dle ČSN 73 1317 [23],

R_{be} je pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností stanovená na témže zkušebním vzorku nedestruktivní metodou [22].



Obrázek 12: Křivka obecného kalibračního vztahu pro Schmidtův tvrdoměr typu N [23]

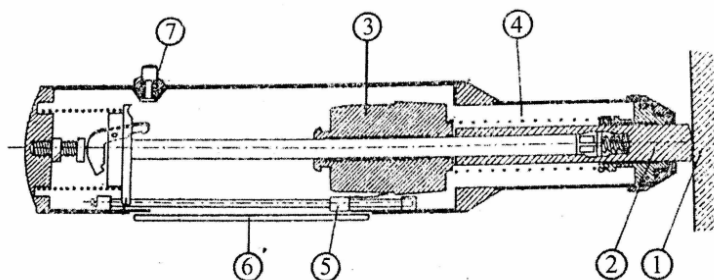
3.4.2.2.3 Metoda stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem

Nejrozšířenějším zástupce tvrdoměrných metod je metoda stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem (nebo také metoda Schmidtových tvrdoměrů). Ty se dělí v závislosti na vyvozané energii na:

- typ N (energie 2,25 J),
- typ L (energie 0,75 J),
- typ M (energie 30,00 J).

Tvrdoměry se skládají z razníku, beranu, pracovních pružin a vlečeného ukazatele se stupnicí. Při zatlačení razníku dochází k aktivování pracovní pružiny. Poté dochází k uvolnění závěsu beranu a ten dopadne na razník. Dle pevnosti zkoušeného materiálu dochází k odskoku beranu a ukazatel se posune na stupnici do místa, které je hodnotou velikosti odrazu. Tato hodnota se pak zaznamenává. Velikost odrazu je závislá na poloze tvrdoměru, přičemž základní poloha tvrdoměru při zkoušení je vodorovná. Ostatní polohy se tabulkově nebo graficky přepočítávají.

V současnosti jsou nové modely Schmidtových tvrdoměru vyráběny s elektronickým záznamem odrazů [22,53].



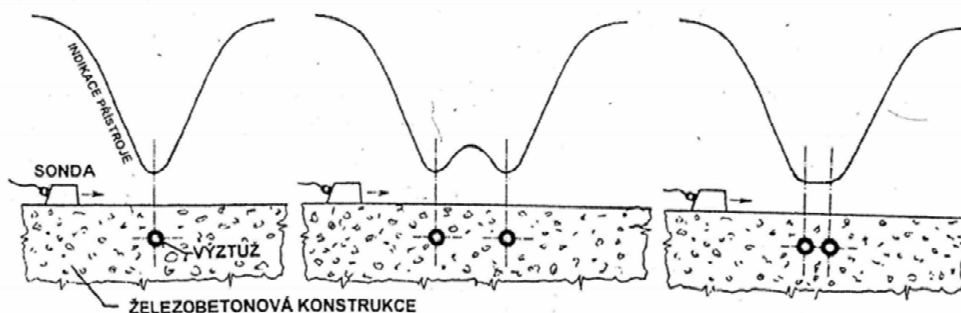
Obrázek 13: Schéma odrazového tvrdoměru typu N [21], 1) zkoušený povrch betonu, 2) ocelový razník, 3) vlastní beran, 4) pracovní pružina, 5) ukazatel, 6) stupnice, 7) aretační tlačítko

3.4.2.3 Elektromagnetické metody

3.4.2.3.1 Magnetické indikátory výztuže

Slouží pro rychlé, ale spíše orientační určení výztuže v železobetonových konstrukcích. Výhodami těchto indikátorů je relativně malá provozní hmotnost, dobrá přenositelnost, rychlost měření, dobrá rozpoznatelnost rozdělení výztuže a sledování výsledků měření v reálném čase. Nevýhoda spočívá v podstatě fyzikálního fungování této metody.

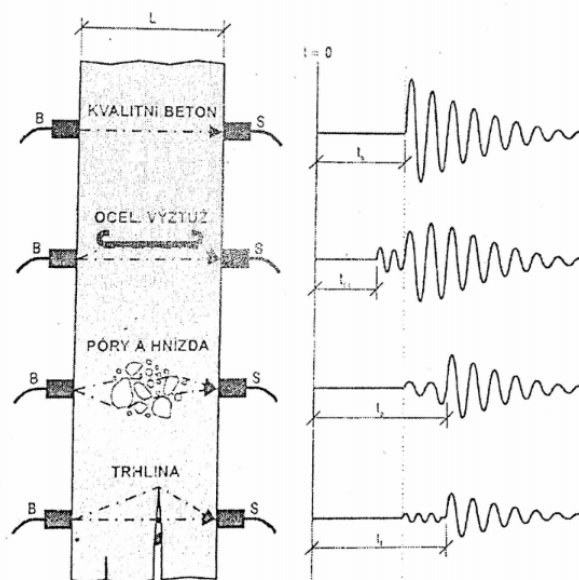
Jedná se o indikátory kovů, které využívají elektromagnetický princip. Přístroje se běžně skládají ze sondy a přístroje s elektronickými obvody, které jsou vzájemně propojeny kabely. Elektronické obvody generují signál pro buzení sondy a dále zpracovávají přijímaný signál. Sonda se skládá až ze dvou cívek buzených časově proměnným elektrickým proudem. Tyto cívky generují časově proměnné elektromagnetické pole, které proniká hmotou ke kovovým hledaným předmětům. Toto primární elektromagnetické pole je hledaným cílem deformováno a vytváří tzv. sekundární magnetické pole, které působí na přijímací cívku sondy a indukuje v ní elektrické napětí, které je po sléze vyhodnocováno elektronickými obvody [21,22].



Obrázek 14: Schématické zobrazení použití magnetického indikátoru výztuže zobrazující problém stanovení při malé vzdálenosti jednotlivých prutů výztuže [22]

Vzhledem k jednoduchosti metody se v současné době na trhu nachází celá řada produktů fungující na stejném principu. Ty se liší citlivostí, rozsahem měření a typem výstupu. U nejdokonalějších přístrojů výrobce uvádí přesnost měření od ± 1 mm do ± 4 mm v závislosti na průměru a krytí výztuže, rozpoznávací schopnost průměru až 63 mm a ve standardním měřicím módu životnost baterie až 8 hodin.

Obecně lze považovat za detekční hloubku v závislosti na velikosti použité sondy 60–120 mm. V případě hustého vyztužení (malé rozestupy prutů výztuže) nebo při detekci výztuže uložené v několika vrstvách tato metoda z části nebo zcela selhává. Metoda není vhodná pro zjištění stavu proinjektování kabelových kanálků [21].



Obrázek 15: Vliv diskontinuit prostředí na rychlost šíření a tvar impulzu UZ záření [22]

3.4.2.3.2 Georadar

Moderní metodou rozvíjejících se nedestruktivních diagnostických metod je georadar (resp. GPR = Ground Penetrating Radar). Tato metoda byla původně vyvinuta pro použití v oblasti geologie, avšak svojí perspektivností si našla uplatnění v oboru stavebnictví. Modifikovaná verze této metody se nazývá též Wall Penetrating Radar (WPR).

Podstatou fungování georadaru je vysílání vysokofrekvenčních pulsů skrz zkoumaný materiál. Frekvence se pohybuje v rozsahu od 25, resp. 100 MHz do 1000 MHz. Rychlost šíření vln materiálem je závislá na jeho elektromagnetických vlastnostech – permitivitě a vodivosti a je popsána rovnicí:

$$v = 0,5 \frac{c}{\varepsilon_r} \quad (3.8)$$

kde v je rychlost šíření elektromagnetického signálu,
 c je rychlost šíření ve vakuu ($c = 0,3 \text{ m/ns}$),
 ε_r je relativní permitivita prostředí.

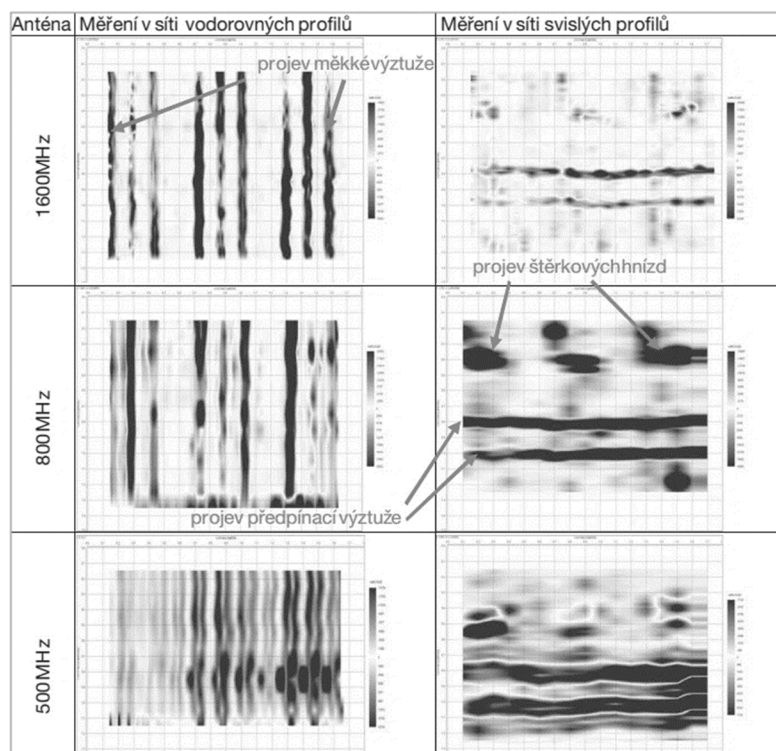
Po odrazu od reflexních ploch (diskontinuit) pod povrchem je signál registrován přijímačem a odeslán do zpracovacího zařízení. Registrovanou veličinou je intenzita odražené vlny zaznamenávána v časových oknech. Georadar obsahuje zařízení pro detekci polohy sondy v jednotlivých fázích měření, to umožňuje vytvoření dvourozměrného obrazu struktur ve vertikálním řezu pod měřeným profilem s možností volby velmi jemného kroku (5–10 mm).

Vývoj nových zařízení tohoto typu je soustředěn jednak na zdokonalení zařízení pro vysílání a přijímání e. m. signálu, rozšiřování frekvenčního dosahu, dále pak na programové stránce zaznamenávání a vyhodnocení dat měření – vytvoření 2D nebo 3D prostředí.

Původně nacházel svůj význam při zkoumání geologického podloží, silničních a stavebních konstrukcí (v případě rozměrově běžných prvků stavební konstrukcí bylo vzhledem k velikosti vysílacího a přijímacího zařízení použití georadaru vhodné spíše u velkých plošných prvků – železobetonových desek konstantních tlouštěk).

V současné době je na trhu k dispozici poměrně sofistikovaný skener vytvořený přímo pro NDT zkoušení betonových konstrukcí. U tohoto zařízení je výrobcem uváděna maximální hloubka pro lokalizaci předmětu 400 mm, přesnost indikace hloubky <math><100\text{ mm}</math>: $\pm 10\text{ mm}</math>, $>100\text{ mm}</math> $\pm 15\%$ a přesnost lokalizace je $\pm 10\text{ mm}</math>. Přístroj nabízí náhled do měřeného detailu konstrukce v reálném čase na zabudovaném displeji, zobrazování půdorysu a řezu ve 2D i 3D. Při rozměrech srovnatelných s přenosnými elektromagnetickými indikátory výztuže a nízkou hmotností 3 kg (včetně baterie) dovoluje snadnou proveditelnost měření na většině železobetonových prvků staveních konstrukcí a poměrně snadnou manipulací. Součástí přístroje je záznamové zařízení umožňující pozdější vyhodnocení výsledků v PC. [24].$$$

Na základě pokusných měření s různými typy měřících antén (500, 800 s 1600 MHz) z roku 2017 uvedeném v článku autorů Anton, Štainbruch, Kordina [25] vyplývá, že s rostoucí frekvencí antény vzrůstá rozlišovací schopnost s umožněním detekce i malých předmětů, avšak na úkor hloubkového dosahu v závislosti na větším tlumení vyšších frekvencí. Proto je vhodné při praktických aplikacích použít více anténních systémů, popřípadě je kombinovat a dále srovnávat výsledky [25].



Obrázek 16: Porovnání výstupu měření v závislosti na frekvenci antény [25]

Mezi další nevýhody georadaru patří malá hustota naměřených dat a nepřesnost určení pozice antény. Měření probíhá vedením přístroje v určité měřené dráze. Pro jednoduchost pojezdu je přístroj vybaven pojezdem s kolečky, ale i při použití papírových gridů, rozkreslení měřených drah dochází k chybě měření kolem 20 mm a ve špatně přístupných podmínkách až 200 mm. Tyto problémy řeší použití přístrojů s automatickým pojezdem.

V případě silně vyztužených detailů konstrukce spočívá problém při stanovení více vrstev výztuže nad sebou, kdy se vysílané e. m. vlny odráží od první detekované vrstvy výztuže. Nepříliš přesná je rozpoznávací funkce průměru výztuže, skoro nemožné je pak určení typu výztuže nebo diskontinuit.

Naproti všem negativním aspektům se jedná o stále se vyvíjející metodu s velkým potenciálem pro nedestruktivní zkoušení železobetonových konstrukcí, zejména vhodná je tato metoda při použití v silně vyztužených detailech konstrukce (napojení průvlaku na sloup atp.), kdy vzhledem k silnému vyztužení selhávají ostatní přístroje na principu šíření elektromagnetických vln [24].



Obrázek 17: Elektromagnetický indikátor výztuže firmy Proceq Profometer 630 [26]



Obrázek 18: Georadar firmy HILTI PS 1000 [27]

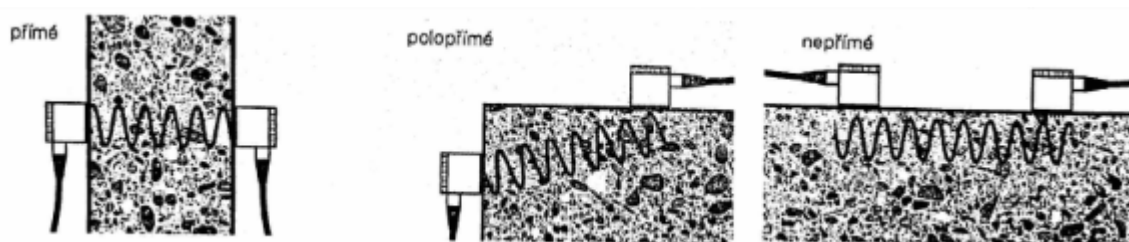
3.4.2.4 Elektroakustické metody

3.4.2.4.1 Ultrazvuková impulzová metoda

Normativně je zkušební postup stanoven v ČSN 73 1371 [28]. Ultrazvuková metoda funguje na principu opakovaného vysílání mechanických tlumených vln (impulsů) do zkoušeného materiálu, vyvozených v budiči o ultrazvukové frekvenci. Běžně užívané budiče pro použití ve stavebnictví mají frekvenci od 20 kHz do 150 kHz, výjimečně až 500 kHz. Vzniklé vlnění, které prošlo materiálem je snímáno piezoelektrickým snímačem a je zaznamenávána doba průchodu.

Existují dva hlavní způsoby vyšetřování vlastností konstrukce pomocí ultrazvuku – prvním způsobem je stanovení rychlosti šíření UZ impulsů zkoumaným prostředím (tímto způsobem získáme povědomí jak o fyzikálně-mechanických vlastnostech zkoumaného materiálu, tak o případných nerovnoměrnostech nebo defektech). Druhým způsobem je metoda odrazová, kdy se UZ signál odráží zpět od nehomogenit ve zkoumané hmotě. Jelikož je beton poměrně nehomogenní je druhý způsob spíše vhodný pro defektoskopii ocelových konstrukcí.

Při zkoumání rychlosti šíření UZ signálu na protilehlých stranách konstrukce hovoříme o přímém prozvučování. Na dvou přilehlých stranách se prozvučování nazývá polopřímé (rovněž tak se nazývá měření se sondami na protilehlých stranách, avšak ne přímo naproti sobě). Měření na stejné straně se nazývá nepřímé [21].



Obrázek 19: Způsoby prozvučování betonové konstrukce [21]

Pro přímé a polopřímé prozvučování se rychlost šíření UZ impulsu vypočte ze vztahu:

$$v_L = \frac{L}{T} \quad (3.9)$$

kde v_L je rychlost šíření impulsu v km.s^{-1} ,
 L je délka měřící základny v mm,
 T je doba průchodu včetně t_{kor} v μs , tzn. $T = T_L \pm t_{kor}$,
 t_{kor} je korekce, skládá se z tzv. mrtvého času přístroje a z rozdílu času šíření impulsů UZ vln, který se případně zjistí při kalibraci přístroje.

Z rychlosti lze rovněž stanovit dynamický modul pružnosti v tlaku nebo v tahu E_{cu} se určí ze vztahu:

$$E_{cu} = \rho v_L^2 \frac{1}{k^2} \quad (3.10)$$

kde ρ je objemová hmotnost betonu v kg.m^{-3} ,
 v_L je impulzová rychlost podélného UZ vlnění v km.s^{-1} ,
 k je součinitel rozměrnosti prostředí.

Nepřímo lze stanovit pevnost betonu v tlaku při použití kalibračních vztahů, odvozených pro zkoušený beton dle normy ČSN 73 1370 [29].

Při měření se doporučuje vyvarovat se měření v místě přítomnosti měkké výztuže, která je umístěna rovnoběžně se směrem šíření UZ vln [21].

3.4.3 Semi-destruktivní metody

Při používání těchto metod dochází k částečnému poškození konstrukce vrtáním, odtrhy povrchových vrstvy, vrtáním apod. Tyto zkoušky nesmí negativně ovlivnit únosnost nebo stabilitu zkoušené konstrukce a je vhodné zkušební místa sanovat [55].

3.4.3.1 Jádrové vývrty

Za účelem stanovení fyzikálně mechanických vlastností betonu se odebírají z hmoty konstrukce jádrové vývrty. Ty jsou odebírány jádrovými vrtačkami s dutým válcovým vrtákem s diamantovou korunkou. Vrtačka je usazena na stojanu, který umožňuje manuální nebo automatický posun do vrtu a nastavení úhlu vrtání (zpravidla kolmo k vyšetřovanému prvku konstrukce). Používají se vrtáky o vnitřním průměru 50–150 mm, jádro vrtáku je chlazeno vodou.

Metoda jádrových vývrtů je nejspolehlivější metodou pro určení pevnosti zkoušeného materiálu a používá se i pro upřesnění výsledků nedestruktivního zkoušení. Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku se nejčastěji odebírají jádrové vývrty s průměrem 100 mm, válce menších průměru se využívají jako sondy pro zjištění hloubky poruch, popřípadě pro odběr vzorků pro chemický rozbor.

Volba průměru je v závislosti na poměru maximálního zrna kameniva staviva ku průměru vrtáku nejvýše 1:3.

Odběr vzorku by neměl mít negativní dopad na únosnost konstrukce, proto je vhodné před zahájením vrtání ověřit nedestruktivními metodami polohu betonářské nebo předpínací výztuže. Po odběru vzorku je zkušební místo zapraveno vhodným materiálem. Počet zkoušek se odvíjí od objemu vyšetřovaného prvku konstrukce, nejméně se však provádí 3 vývrty.

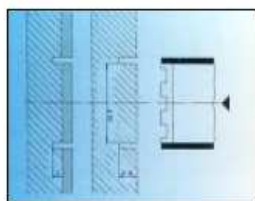
Další specifikace při odběru jádrových vývrtů jsou uvedeny v normě ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku [30].

Vývrty se upraví na požadovanou délku s doporučeným poměrem délky vývrtu k průměru 2:1 v případě, že pevnost v tlaku je srovnávána s válcovou pevností a 1:1 v případě, kdy je pevnost v tlaku porovnávána s krychelnou pevností. Před zkoušením v lisu se konce vývrtů upraví broušením tak, aby byla zajištěná rovnoběžnost styčných ploch [22].

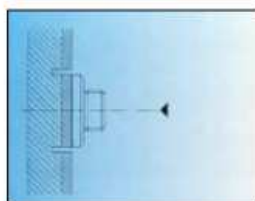
3.4.3.2 Odtrhové zkoušky

Odtrhová zkouška slouží ke stanovení přídržnosti povrchových vrstev na nenosném podkladu (sanační stěrky, omítky, nátěry), anebo na zjištění tahové pevnosti nosné vrstvy betonu. Na zkoušené místo se lepí kvalitním, většinou dvousložkovým epoxidovým

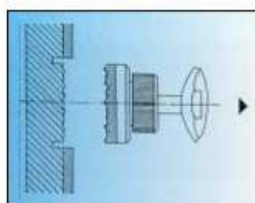
lepidlem zkušební terče z lehkých slitinových materiálů (např. z duralu). Pro zkoušení tahových vlastností betonu se používají terče výšky 30 mm a průměru 50 mm. Před samotnou zkouškou se vymezí zkoušená plocha pomocí jádrového vrtáku o vnitřním průměru shodným s průměrem terče a nalepí se terč. Dále se trhacím zařízením provede samotná zkouška v osovém tahu [22].



a) provede se proříznutí povrchové vrstvy (nebo povrchové úpravy v případě jejího měření) vrtáčkou s jádrovým vrtákem (vnitřní průměr je shodný s průměrem zkušební terče)



b) povrch se očistí od prachu a přilepí se zkušební terč, ten musí být přilepený po celé své ploše a vycentrovaný



c) vlastní zkouška probíhá při definované rovnoměrné rychlosti nárůstu napětí, při odtržení se zaznamenává nejvyšší hodnota tahové síly

Obrázek 20: Schéma postupu provádění odtrhové zkoušky [31]

3.4.3.3 Sekané sondy

Patří mezi nejrozšířenější destruktivní zkušební metody. Jsou prováděny hlavně drobnou ruční mechanizací – bouracími kladivy, vrtáčkami atp. Svůj význam mají jako doplňkové metody pro ověření nedestruktivního měření. Dále je možno sekané sondy využívat zejména při:

- ověření krycí vrstvy betonu,
- zjištění typu žebrování měkké výztuže, její stav, druh, průměr,
- odebrání vzorku betonářské výztuže pro stanovení meze kluzu,
- zjištění stavu předpínací výztuže, koroze předpínací výztuže chráničky,
- proinjektování kabelových kanálků,
- ověření polohy trasování kabelových kanálků.

Problémem metody kromě negativního dopadu na konstrukci v podobě oslabení průřezu při zkoumání vyztužení v nejvíce namáhaných profilech je fakt, že odstraněním krycí vrstvy betonu dojde k obnažení výztuže, která je nejbližší povrchu. Výztuže v dalších vrstvách se zjišťuje pak velmi obtížně [10,24].

3.4.4 Chemické metody a metody stanovení obsahu chloridových iontů

Beton vystavený klimatickým vlivům běžně podléhá korozi neboli rozrušování jeho struktury při účinku agresivních kapalin nebo plynů. Agresivita těchto látek je závislá na jejich druhu, jejich koncentraci, respektive koncentraci škodliviny v těchto látkách obsažených. Dalším faktorem ovlivňujícím dynamiku korozních dějů je doba expozice těchto látek na konstrukci, nebo teplota, při které korozní děje probíhají.

Odolnost betonu vůči korozi je ovlivněna především druhem použitého cementu a odporem samotného materiálu vůči působení agresivních látek. To souvisí se samotnou kvalitou prováděného betonu, vlivem přísad a ošetřování v průběhu tuhnutí.

U betonu se rozlišují 4 druhy korozních procesů:

- vyluhování některých ze složek betonu působením měkké tzv. „hladové vody“, která obsahuje málo nebo žádné rozpuštěné vápenaté a hořečnaté vody. V přírodě se hladová voda vyskytuje jako srážková nebo jako říční. Působením hladové vody se z betonu vyluhuje rozpustná součást cementového tmelu – hydroxid vápenatý $\text{Ca}(\text{OH})_2$ nebo produkty chemického procesu (uhličitan vápenatý $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$). Procesy mají za následek snížení objemové hmotnosti betonu a snížení jeho pevnosti,
- krystalizace některých solí rozpustných ve vodě. To se projevuje objemovými změnami při vysychání roztoku krystalických látek uvnitř betonu v kapilárách – zvětšení objemu má za následek zvýšení napětí v materiálu, vznik trhlin a opakované zatíkáni a krystalizace dalších podobných látek (cyklický děj). Takto je beton poškozován např. roztoky chloridu sodného NaCl , který se pravidelně používá jako součást rozmrazovacích prostředků při zimních údržbách komunikací,
- chemická reakce prostředí s betonem, která probíhá s některou ze složek silikátů. K porušení dochází působením hydroxidů nebo uhličitanů alkalických kovů. Paradoxně za určitých podmínek mohou tyto chemické reakce vést ke vzniku

nerozpustných hutných sloučenin na povrchu konstrukce a tím ji chrání před dalšími nepříznivými vlivy (zpomalují tak jeho degradaci),

- posledním typem je atmosférická koroze, způsobená agresivními plyny v ovzduší (především CO_2 a SO_2). Oxid uhličitý napadá hydratační produkty cementu a vzniká uhličitán vápenatý CaCO_3 (karbonatace). Obdobně pak sulfonatace, kdy dochází k přeměně oxidu siřičitého SO_2 na sádrovec [38].

3.4.4.1 Karbonatace betonu

Vlivem Karbonatace a sulfonatace dochází ke snižování alkality betonu, které následně ohrožuje ocel vyztužující beton. Ve zdravém betonu je ocelová výztuž pasivována přirozeně krycí vrstvou betonu, který je přirozeně zásaditý s pH 9-13. Při poklesu zásaditosti prostředí po pH 9 dochází ke korozi neošetřené výztuže, korozní produkty oceli mají z důsledek nárůst objemu oceli a dochází o odprýskávání betonové krycí vrstvy [33].

V publikaci Atmosférická koroze betonů autorů Drochytka R. a Matouška M. [34] je proces karbonatace rozdělen na čtyři, po sobě navazující děje.

- 1) V počáteční etapě karbonatace dochází k působení atmosférického oxidu uhličitého na hydroxid vápenatý nebo jeho roztoku do prostoru mezi zrnny kameniva za vzniku nerozpustného uhličitánu vápenatého, který krystalizuje ve formě kalcitu. Vznikající krystalický kalcit svým objemem zaplňuje vzduchové póry v cementovém tmelu. Paradoxně tímto způsobem může dojít ke zvýšení pevnosti cementové matrice.
- 2) Druhá etapa karbonatace je charakterizována interakcí mezi oxidem uhličitým a kalciumhydrosilikáty, kdy výsledným produktem jsou různé modifikace uhličitánu vápenatého, které vznikají společně s amorfním gelem kyseliny křemičité a zůstávají přitom v pseudomorfozách po hydratačních zplodinách maltovin, příp. jako velmi jemnozrné krystalické novotvary uhličitánu vápenatého. Mechanické vlastnosti betonu se příliš nemění.
- 3) Ve třetí etapě dochází k překrystalizování dříve vzniklých uhličitánových novotvarů. V důsledku toho vznikají početné a velmi rozměrné (až 10 krát objemnější) krystaly kalcitu a aragonitu. Dochází k postupnému zhoršování pevnostních hodnot betonu.

- 4) Čtvrtou etapou karbonatace je téměř stoprocentní stupeň karbonatace, při kterém hrubé krystaly aragonitu a kalcitu prostupují celým objemem cementové výplně – dochází ke ztrátě soudržnosti a pevnosti.

Zařazení betonu do etapy karbonatace se realizuje dle stupně karbonatace, stupně modifikační přeměny a alkality betonu [34].

3.4.4.2 Chemický rozbor

Chemický rozbor betonu je založen na v podstatě na zjištění ztráty žháním a na oddělení podílu nerozpustných látek ve zředěné kyselině chlorovodíkové, které odpovídá použitému kamenivu od rozpustného podílu, které odpovídají použitému pojivu. Předpokladem pro tvrzení uvedené v přechodí větě je požadavek na úplnou nerozpustnost kameniva v kyselině, v praxi ale dochází k částečnému rozpouštění. K přesnému určení poměrů míšení a složení cementu je třeba rozbor výchozích materiálů a následná korelace.

Kromě ztráty žháním a podílu nerozpustného v HCl se stanovuje obsah rozpustného oxidu křemičitého SiO_2 , oxidu hlinitého Al_2O_3 , železitého Fe_2O_3 , vápenatého CaO , hořečnatého MgO a sírového SO_3 .

Z chemického rozboru lze zjistit složku, která korozi způsobila nadbytečným nebo naopak nedostatečným množstvím ve vzorku [32].

3.4.4.3 Rentgenová difrakční analýza (XRD)

Používá se pro určení mineralogického složení střepevé hmoty a hraje důležitou roli při zkoumání mineralogického složení betonu. Jedná se univerzální nedestruktivní metodu vhodnou pro kvalitativní i kvantitativní stanovení různých krystalických fází, které jsou přítomny v práškových nebo pevných vzorcích. Princip stanovení je založen na porovnávání výsledků v podobě difraktogramu (zobrazuje závislost intenzity rozptýleného záření v závislosti na dvojnásobku difrakčního úhlu) neznámého vzorku s databází standardů. Zdrojem rentgenového záření je rentgenová anoda. Po dopadu monochromatického záření o určité vlnové délce λ dochází k rozptylu (difrakci) záření na atomech krystalu, paprsky záření odrážené na úrovni rovin krystalografických mřížek interferují v místě detektoru. Při splnění Braggovi podmínky ($2d \sin \theta = n\lambda$), která vyjadřuje závislost mezirovinné vzdálenosti a difrakčního úhlu na vlnové délce a řádu

difrakce, mají vlny RTG záření shodnou fázi a dochází k interferenci (zesílení intenzity rozptýleného záření v určitých směrech) a tím ke vzniku jednotlivých píků [35].

Ve struktuře betonu lze touto analýzou zjistit následné produkty vznikající při hydrataci cementu (např.: portlandit, ettringit, monosulfát apod.) a dále fáze, které vznikají působením plynného CO₂ na cementovou matici (např.: kalcit, aragonit, veterit) a minerály pocházející z kameniva (křemen, živce).

V případě že je beton atakován agresivními látkami ze vnějšího prostředí, lze v jeho struktuře touto metodou stanovit přítomnost produktů korozních reakcí (sekundární ettringit, sádrovec, Friedlova sůl apod.) [34,36].

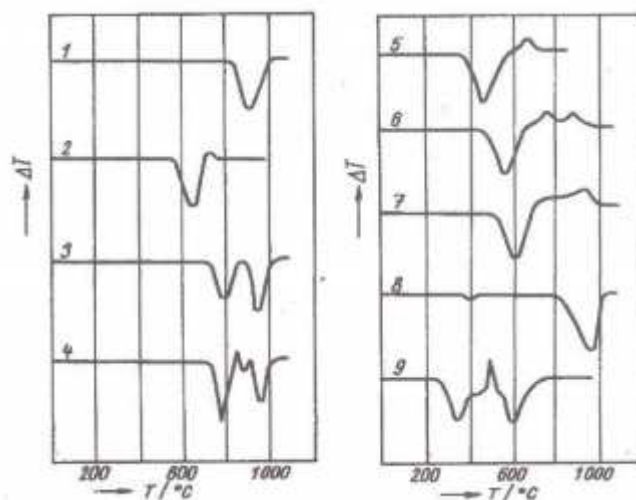
3.4.4.4 Diferenční termická analýza (DTA)

Je jednou ze základních termických metod. Principem fungování zkoušky je sledování teplot mezi studovaným T_s a referenčním T_r vzorkem. Referenční (T_r) vzorek je v měřeném intervalu inertní (nejčastěji oxid hlinitý nebo karbid křemíku). Oba vzorky se zahřívají simultánně za stejných podmínek – jsou umístěny v peci vedle sebe. Teplotní rozdíl se zaznamenává graficky jako časová závislost ohřevu a nazývá se křivkou přímého ohřevu. Dle průběhu teplotní křivky, jejich minim a maxim, se určí, zda se jedná o exotermní nebo endotermní reakci.

Zařízení pro DTA analýzu se běžně skládá ze tří základních částí: elektrické pece, měřící hlavy a regulátoru teploty a záznamového zařízení (počítače). Správné vyhodnocení výsledků DTA závisí na přesném vyhodnocení teplot. K tomu slouží tři certifikované soubory teplotních standardů.

Výsledkem DTA analýzy je křivka znázorňující rozdíly teplot mezi referenčním a sledovaným vzorkem v jednotkách elektrického napětí. Křivka se obecně skládá z oblastí nulových hodnot a píků. Plocha píku pak odpovídá hodnotě změny entalpie. Tvar křivky DTA je ovlivňován zejména rychlostí ohřevu, hmotností vzorku, geometrií vzorku (souvisí se správným umístěním čidla uprostřed vzorku) a velikostí částic.

Význam DTA spočívá v identifikaci dějů spojených s výměnou tepla mezi vzorkem a okolím, používá se pro kvalitativní i kvantitativní hodnocení. Dle katalogů termoanalytických křivek lze touto metodou identifikovat řadu minerálů, hornin a jejich příměsí [35].



Obrázek 21: Znázornění křivek DTA některých minerálů [35]; 1) kalcit, 2) magnezit, 3) dolomit, 4) ankerit, 5) siderit, 6) breinerit, 7) rodochrozit, 8) aragonit, 9) hydromagnezit

3.4.4.5 Stanovení pH betonu

Určité množství odebraného vzorku se ponechá vyluhovat v destilované vodě. Hodnota pH roztoku se stanoví potenciometricky tak, že se stanovuje elektromotorické napětí článku, sestaveného z měřicí a srovnávací elektrody, které jsou ponořeny do zkoumaného vzorku.

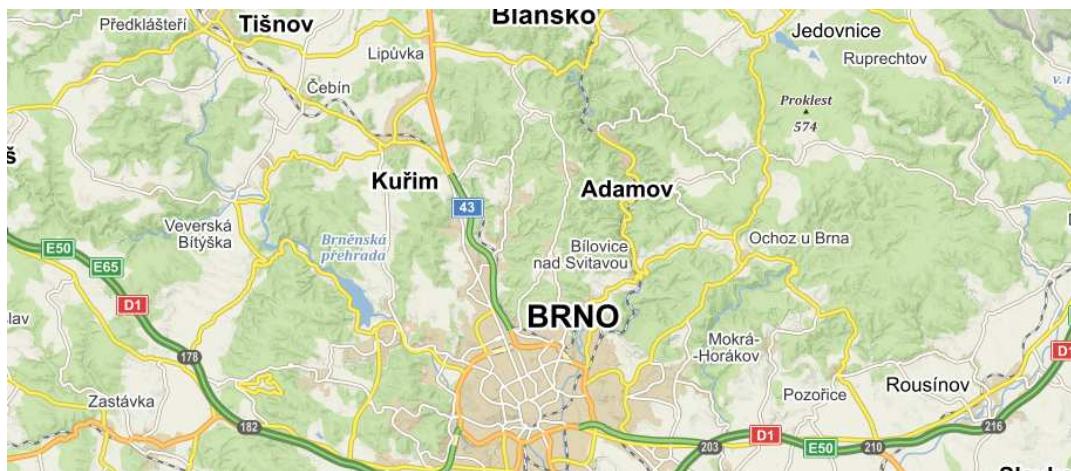
Při měření se poté stanoví kalibrační křivka pomocí roztoků pufřů o známé hodnotě pH. Následně se změří pH neznámých roztoků a z kalibrační křivky se odečte příslušná hodnota pH. V případě elektronických pH metrů je stupnice udána přímo v jednotkách pH [37].

4. PRAKTICKÁ ČÁST

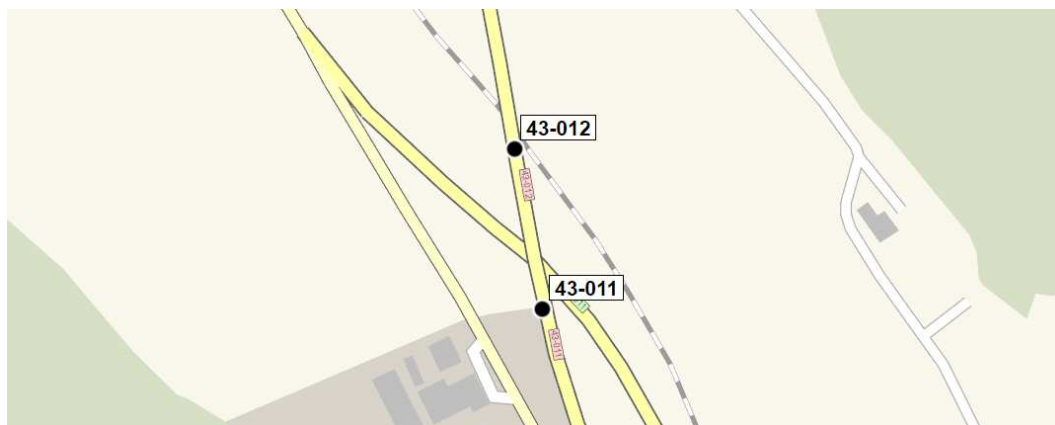
4.1 Stavebně technický průzkum

Předmětem stavebně technického průzkumu je silniční most ev. č. 43-011 převádějící rychlostní komunikaci první třídy I/43 přes odbočnou větev mimoúrovňové křižovatky. Komunikace I/43 je silně frekventovaná páteřní komunikací mezi Brnem a Svitavami, v tomto úseku je vedena jako evropská silnice E461. Silnice I/43 je v prostoru mostu provedena jako směrově nerozdělená komunikace třídy S11,5/90.

Za mostem ev. č. 43-011 se po směru staničení nachází v těsné blízkosti most převádějící komunikaci přes železniční trať. Z tohoto důvodu je zřejmě ve směru staničení osazená špatná tabule s evidenčním číslem mostu (012 místo 011).



Obrázek 22: Přehledná situace umístění zájmové stavby [39]



Obrázek 23: Detailní umístění zájmové stavby – most ev. č. 43-011 [40]

4.2 Základní údaje o objektu

Evidenční číslo mostu:	43-011
Název mostu:	Most přes větev MÚK za Českou
Místní název:	-
Předmět přemostění:	pozemní komunikace
Převáděná komunikace:	silnice první třídy I/43
Staničení:	km 7,897
Rok výstavby:	1990
Rok poslední rekonstrukce:	-
Kraj:	Jihomoravský
Okres:	Brno-venkov
Obec:	Česká
Katastrální území:	Česká [621226]
Majitel mostu:	Ředitelství silnic a dálnic České republiky, Závod Brno – PÚ, Brno-venkov
Správce mostu:	Ředitelství silnic a dálnic České republiky, Závod Brno – PÚ, Brno-venkov
Celkový počet polí:	3
Délka přemostění:	60,60 m
Délka nosné konstrukce:	64,00 m
Šikmost:	levá (46,7 g)
Volná šířka:	11,50 m
Celková šířka mostu:	14,21 m
Plocha mostu:	909,44 m ²
Šířka revizního chodníku:	1,25 m ²
Plocha chodníku:	80,00 m ²
Výška mostu nad terénem:	4,90 m
Výška na mostě:	neomezená
Vozovka:	živičná

Statické působení:	spojitý nosník o třech polích, tvořený podélnými tyčovými prefabrikáty z předpjatého betonu	
Souřadnice mostu:	S-JTSK:	X: -600389 Y: -1149961
	WGS:	49,289433°N 16,561609°E



Obrázek 24: Celkový pohled na pravou stranu mostu ev. č. 43-011 ve směru na Kuřim z odbočné větve MÚK [39]

4.2.1 Mostní prohlídka

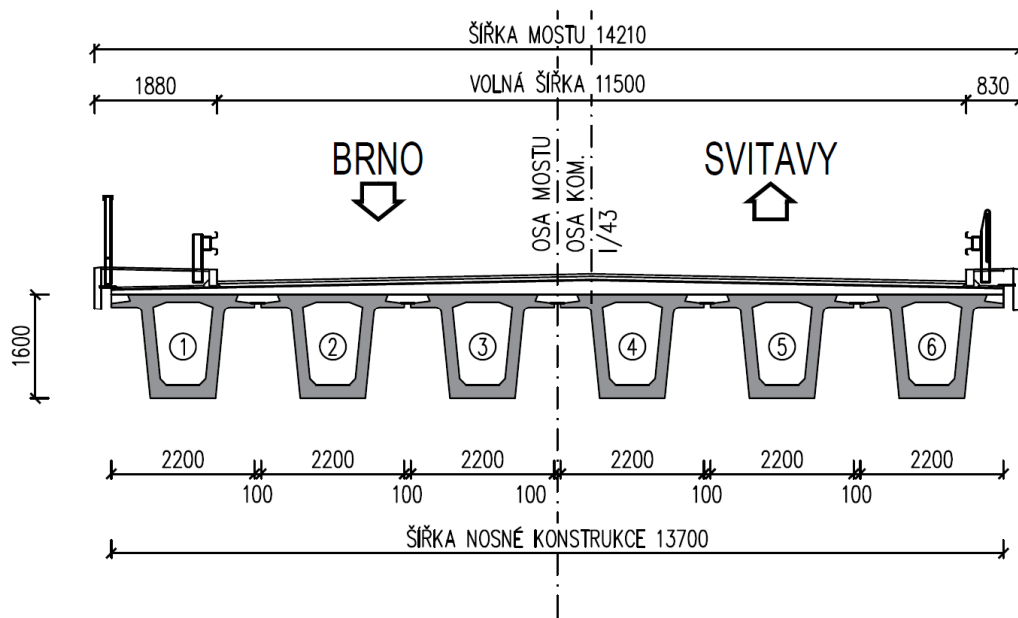
4.2.1.1 Nosná konstrukce

Stávající mostní konstrukce z roku 1990 je tvořena jako montovaná konstrukce ze šestice prefabrikovaných podélných komůrkových nosníku typu DS-C 220/160. Povrch betonu je hladký, bez známek výraznější degradace betonu. Na nosnících nejsou patrné žádné trhliny, není zřejmý výraznější průhyb na žádném z podélných prvků.

Nosníky jsou spojovány z jednotlivých segmentů pomocí ozubu u vnitřních podpěr v místech nulových momentů. Spára je v místě ozubu promaltována a utěsněna. Příčně jsou nosníky spojované petlicovým stykem s mezerou mezi nosníky přibližně 150 mm, podhled petlicového styku tvoří ztracené bednění z cementobetonových desek.

Na pohledu nosníků jsou zřetelné otisky montážních podpěr a odvodňovací trubičky. Místy je vidět na spodní desce a křídlech nosníků korodující výztuž, to značí pravděpodobně nedostatečnou krycí vrstvu betonu.

V místě opěr jsou nosníky zabetonovány do koncových příčníků. Příčníky jsou betonovány dodatečně jako monolitické, je patrná nižší kvalita betonu. Na spodním líci je obnažena korodující výztuž (zejména na pravé straně OP1). Příčníky jsou vedeny korodující chráničky pro svody odvodňovačů povrchu. V místech vyústění chrániček je beton potečený a silně zkorodovaný. Ve spárách mezi monolitickým příčnickem a nosníky jsou patrné vápenné výluhy, pravděpodobně od nefunkčního izolačního systému mostky v místech závěrů.



Obrázek 25: Schématické uspořádání příčného řezu mostu a číslování nosníků



Obrázek 26: Nosná konstrukce mostu z mostních prefabrikátů DS-C [41]



Obrázek 27: Detail podélného spojení jednotlivých nosníků ozubem s utěsněnou příčnou spárou [41]

4.2.1.2 Ložiska a vrubové klouby

Na krajních opěrách je každý nosník uložen na hrncových ložiskách NGe 1250 kN. Na horních deskách ložisek je mírná atmosférická koroze. Ložiska nevykazují známky nadměrných deformací ani posunutí. Na vnitřních podpěrách jsou nosníky uloženy na prefabrikované stojky na neoprenových ložiskách.

Mostní závěry jsou povrchové, zabetonovány do kapes závěrné zídky a příčnicku. Dilatační mezera mostu je přibližně 120 mm. Dilatační spára na povrchu mostu je zanesena nečistotami a šterkem, místy chybí kryty šroubů. Při přejezdu vozidel jsou oba závěry silně hlučné.



Obrázek 28: Detail hrncového ložiska na OP1, levá strana mostu [41]



Obrázek 29: Detail ukončení vrchního plechu mostního závěru v místě říms z lícních prefabrikátů, závěrná zídka OP1, pravá strana [41]

4.2.1.3 Základy

Dle původní projektové dokumentace a dle typového provedení mostu je most založen na vrtaných pilotách průměru 1,20 m, pod vnitřními podpěrami ve dvou řadách (celkem 12 ks/podpěru a 6 ks pod krajní opěrou a v počtu 1-3 pod základy křídel). Vnitřní stojky jsou uloženy do základového monolitického pasu.

Ověření základových poměrů není z vizuální prohlídky možno posoudit, nejsou patrné známky výraznějšího sedání podpěr ani deformace prvků spodní stavby.

4.2.1.4 Mostní podpěry, opěry a křídla

Opěry mostu jsou monolitické šikmé, železobetonové. Úložný práh je potečený a beton je silně zdegradovaný. Beton je výrazněji horší kvality než beton monolitických příčníků.

Vnitřní stojky jsou prefabrikované obdélníkového průřezu 0,6 x 0,9 m, bez zjevných vad.

4.2.1.5 Přechodová oblast

V dochované projektové dokumentaci je přechodová oblast tvořena monolitickou přechodovou deskou tl. 300 mm uloženou na závěrné zídce pomocí vrubového kloubu.

Za přechodovou deskou je zřízena příčná drenáž, její vyústění je provedeno do zpevněných betonových ploch v oblasti pod mostem.

4.2.1.6 Mostní svršek

Vozovka na mostě je živičná, volná šířka je vymezena kamennými obrubníky. Projektovaná tl. vozovky je 90 mm. Povrch je bez trhlin, v jízdnicích jsou mírně vyjeté koleje. Podél obrubníků prorůstá vegetace.



Obrázek 30: Pohled na pravou stranu příčnicku OP1 [41]



Obrázek 31: Pohled proti směru staničení ve směru na Brno [41]

4.2.1.7 Římsy, chodníky a revizní zařízení

Římsy na mostě jsou provedeny jako monolitické s čelní svislou plochou z lícních prefabrikátů. Levá římsa šířky 1,9 m, pravá římsa 0,85 m. Ve směru staničení je revizní chodník š. 1,25 m umístěný na levé římse. Povrch říms tvoří litý asfalt.

4.2.1.8 Izolační systém

Izolační systém mostu je pravděpodobně narušen v místě závěrů, dochází k protékání vody skrz mostní závěry na úložné prahy a k zatékání mezi spáry příčnicků. Toto se projevuje tvorbou vápenných výluh ve spárách mezi příčnickem a nosníky. Beton úložného prahu a závěrné zídky je silně zvětralý.

4.2.1.9 Odvodnění mostu

Povrch mostovky je odvodňován čtveřicí litinových odvodňovačů, které jsou situovány podél mostních říms nad opěrou 1 a podpěrou 3. Vyústění odvodňovačů je skrz vozovkové souvrství a vyrovnávací beton do podhledu konstrukce a dále vedeno po spodní stavbě svisle do odvodňovacích žlabů a vpustí nebo jsou v případě podpěry 3 vyústěny přímo na zpevněnou plochu pod mostem. Původní litinové svody jsou nahrazeny novými PVC rourami.

Vpravo před mostem je umístěn skluz z betonových tvárnic TBM, který ústí do uliční vpusti. Skluz je rozpadlý a neplní svůj účel.

4.2.1.10 Mostní vybavení

Záchytný systém na mostě sestává na pravé straně ze zábradelního svodidla typ NHKG s jednoduchou svodnicí, horním madlem a svislou výplní. Na levé straně podél revizního chodníku je osazeno silniční svodidlo typu NHKG s jednoduchou svodnicí. Na levé straně revizního chodníku je zábradlí se svislou výplní, výška zábradlí 1,1 m. V předpolí mostu na levé straně u opěry 4 je výška zábradlí snížena na cca 1,0 m. Konstrukce madla zábradelního svodidla a zábradlí je lokálně zkorodovaná, ale funkční.

4.2.1.11 Dopravní značení

V předpolí mostu před mostem je osazena značka B13 – Zákaz vjezdu vozidel, jejichž hmotnost přesahuje provozní hmotnost 25 t a tabulí s evidenčním číslem mostu. Popis evidenčního čísla – 43-012 je chybný, toto evidenční číslo přísluší dalšímu mostu ve směru staničení, který se nachází v bezprostřední vzdálenosti za posuzovaným mostem ev. č. 43-011. Ve druhém směru je tabule s ev. číslem 43-012 umístěna skutečně před mostem přes železniční trať. Svislé dopravní značení je umístěno na samostatné konstrukci.

Svodnice je vybavena nástavci – směrové sloupky Z11b a Z11f.

4.2.1.12 Cizí zařízení

Z vizuální prohlídky není zřejmé, zdali jsou v konstrukci římsy vedeny inženýrské nebo sdělovací sítě. Dle mostního listu se nachází v levé římse 4 ks chrániček. V pravé

římse se nepředpokládá umístění chrániček, jelikož na pravé straně před mostem je průřez římsy zcela obnažen.

Na opěrách a podpěrách jsou osazeny nivelační hřeby pro výškový monitoring sedání mostu. Celkem je na mostě osazeno 8 nivelačních hřebů.

4.2.1.13 Území pod mostem

Střední pole je vyhrazeno pro přemostovanou překážku – odbočnou jednosměrnou komunikaci šířky 8,0 m lemovanou po obou stranách silničním svodidlem. V prvním poli je svah zpevněný litým betonem a na lavičce se nachází chodník s dvoumadlovým zábradlím. Poslední pole je zpevněno před opěrou betonovými dlaždicemi a v místě stojek litým betonem.

Celkově je okolí mostu neudržované a porostlé vegetací, zejména přístupový chodník.



Obrázek 32: Detail vápenných výluh v pracovní spáře mezi monolitickým příčnickem a mostními nosíky [41]



Obrázek 33: Detail napojení vyústění mostních odvodňovačů, původní litinový svod je nahrazen rourou z PVC [41]



Obrázek 34: Povrchový mostní závěr nad OP4 [41]



Obrázek 35: Pohled ve směru staničení (směr Svitavy) [41]

4.2.2 Metodika prováděných prací

Tento stavebně technický průzkum byl prováděn za účelem stanovení materiálových, chemických a fyzikálně mechanických vlastností konstrukčních betonů, sloužících jako podklad pro rozhodování o stavebně technickém stavu stavebního objektu a za účelem stanovení zatížitelnosti mostu, popř. jako podklad pro statický výpočet při rozhodnutí o rekonstrukci.

Počet jednotlivých zkoušek je jasně vymezen v normách a TP 72 [10]. Poloha jednotlivých zkušebních míst je určena v závislosti na rozhodujících konstrukčních prvcích a jejich řezech, dále pak v místech předpokládaného největšího namáhání konstrukce a vzhledem k probíhajícímu provozu na odbočné komunikaci pod mostem k dostupnosti zkušebních míst s ohledem na bezpečnost pracovníků a umístění podpěrných konstrukcí.

4.2.2.1 Popis a počet navržených zkoušek

Tabulka 2: Plán diagnostických prací na mostě

Zkouška	Detail konstrukce	Počet	Poznámka
vizuální kontrola stavu konstrukce	celý mostní objekt	1	in situ, fotodokumentace
zkouška pevnosti betonu Schmidovým tvrdoměrem	nosná konstrukce	24	in situ
	opěry	16	
	stojky	16	
zkouška tahové pevnosti betonu – přídržnost povrchových vrstev	nosná konstrukce	3	in situ
	opěry	2	
	stojky	2	
odběr jádrového vývrtu	nosná konstrukce	3	in situ
	opěry	2	
	stojky	2	
sekaná sonda – návrt kabelového vedení předpětí	nosná konstrukce	10	in situ
odběr vzorku pro chemickou analýzu	nosná konstrukce	1	in situ
	stojky	1	
stanovení fyzikálně-mechanických vlastností materiálu	nosná konstrukce	6	laboratoř
	opěry	6	
	stojky	6	
stanovení obsahu chloridových iontů	nosná konstrukce	2	laboratoř

4.2.2.2 Metodika provádění nedestruktivního zkoušení

Zkouška pevnosti Schmidovým tvrdoměrem

Za účelem zpřesnění výsledků pevnosti betonu v tlaku zjištěné na jádrových vývrtech bylo provedeno sklerometrické měření pomocí odrazového tvrdoměru Schmidt typ N v počtu 24 měření na prefabrikovaných nosnících (na každém segmentu všech nosníků), 8 měření na každé z opěr (celkem 16 měření) a 1 až 2 měření na prefabrikovaných stojkách (celkem 24 zkušebních míst).

Zkušební místo se nachází vždy v patě stojky v místě největšího namáhání prvku a povrch byl mechanicky upraven – obroušen tak, aby byla patrná textura kameniva a vzorek byl zbaven prachu.

Toto měření slouží zároveň k ověření stejnorodosti betonu.

4.2.2.3 Metodika provádění semidestruktivního zkoušení

Odběr jádrových vývrťů

Byly odebrány tři jádrové vývrty $\varnothing 75$ mm z prefabrikovaných nosníků, dva jádrové vývrty $\varnothing 100$ mm z prefa stojek a dva jádrové vývrty $\varnothing 100$ mm z krajních opěr. Vývrty byly vedeny v případě nosníků spodní přírubou směrem vzhůru, u opěr a stojek vodorovně. Vrty byly vedeny tak, aby nedošlo k navrtání podélné a příčné výztuže (zejména v případě stojek a nosníků), která byla detekována nedestruktivně pomocí přístroje Proceq Profoscope.

Jádrové vývrty byly odebrány jádrovou vrtačkou HILTI DD200, chlazení jádra vodou, stojan vrtačky byl ukotven mechanicky do podkladu. V případě vrtání svisle vzhůru byla voda odsávána vodním kroužkem.

Vzorky byly patřičně označeny dle konvence:

VX Y.Z

kde:	V	je označení pro jádrový vývrt,
	X	označuje část zkoušené konstrukce (P = pilíř, O = opěra, N = nosná konstrukce),
	Y	je číslo, které označuje pořadí, resp. místo odebrání jádrového vývrťu,

Z je číslo, které označuje zkušební vzorek dělený z příslušného jádrového vývrtnu.

Po odběru jádrových vývrtnů byly všechny otvory zapraveny sanační maltou.



Obrázek 36: Postup odebrání jádrového vývrtnu z opěry OP4 [42]

Přídržnost povrchových vrstev

Odrhová zkouška pro zjištění pevnosti betonu v tahu byla provedena na nosnících v počtu 3 zkušebních míst a dvě zkušební místa na opěrách. Povrch betonu byl mechanicky obroušen, zbaven prachu a odmaštěn. Zkušební plocha byla vymezena návrtem jádrovou vrtačkou o vnitřním průměru shodném s průměrem zkušební terče. Terče $\varnothing 50$ mm byly vlepeny pomocí dvoukomponentního lepidla centricky na zkušební místo. Vzhledem k nízkým teplotám v době provádění stavebně technického průzkumu bylo zkušební místo nahřáto pomocí horkovzdušné pistole, aby bylo zaručeno dokonalé vytvrnutí lepidla a přilnutí k povrchu.

Odrhové zkoušky byly provedeny přístrojem Proceq DYNA DY-216. Pro lepení terčů na zkušební místo bylo použito dvousložkové epoxidové lepidlo X-60.

Zkušební místa byla patřičně označena dle konvence:

PX Y.Z

kde: *P* je označení pro zkoušení přídržnosti,

- X* označuje část zkoušené konstrukce (P = pilíř, O = opěra, N = nosná konstrukce),
- Y* je číslo, které označuje pořadí, resp. místo provádění odtrhových zkoušek.



Obrázek 37: Postup provádění odtrhových zkoušek na betonovém povrchu opěry OP4 [42]

Sekaná sonda – návrt kabelových kanálků

Rozmístění sekaných sond na nosnících je patrné ze schématu uvedeném v příloze P4 – *Polohy sond*, celkem bylo provedeno 10 návrtů kanálků pomocí vrtacího kladiva s příklepem s vrtákem o průměru \varnothing 50 mm.

Přesná poloha vedení předpětí byla určena na základě trasovacího výkresu z původní projektové dokumentace mostu. Poloha byla ověřena nedestruktivně pomocí georadaru HILTI PS 1000.

Jednotlivá zkušební místa byla označena konvencí:

K-X

kde: *K* je označení pro návrt kabelového kanálku,
X označuje pořadí zkoušky (1-10).

Po provedení odvrtů byly všechny otvory zapraveny sanační maltou.

4.2.2.4 Metodika odběru vzorků pro chemickou analýzu

Z předem stanovených konstrukčních prvků (tedy nosné konstrukce a spodní stavby) byly za účelem chemické analýzy odebrány celkem 2 vzorky ve dvou hloubkových úrovních. Vzorky byly odebírány z konstrukce vrtáním viniovým vrtákem. Specifikace místa odběru vzorků a hloubka je uvedena v následující tabulce.

Jednotlivé vzorky byly označeny konvencí:

X-YY

kde: *X* je pořadové číslo odběru vzorku,

YY je zkratka detailu konstrukce.

Tabulka 3: Plán odběru vzorků pro chemickou analýzu

Označení vzorku	Detail konstrukce	Hloubka odběru
1-NK	NK – DS-C prefa nosník č. 3	0-10 mm
2-NK		10-20 mm
3-OP	spodní stavba – opěra OP1	0-15 mm
4-OP		15-30 mm

5. LABORATORNÍ ČÁST

5.1 Vyhodnocení pevnosti v tlaku na jádrových vývrtech

Celkem byly odebrány 3 jádrové vývrty nenormového průměru 75 mm z konstrukce prefabrikovaných nosníků, 2 jádrové vývrty nenormového průměru 100 mm z konstrukce prefabrikovaných stojek a 2 jádrových vývrtů nenormového průměru 100 mm z monolitických opěr. Vzhledem k odebraným délkám jádrových vývrtů byly jednotlivé vývrty naděleny pomocí okružní diamantové pily na jednotlivé zkušební vzorky délky 75 mm v případě vzorků z nosníků a délky 100 mm v případě stojek a opěr s cílem zachování štíhlostního poměru $\lambda = 1,0$.

Detailní popis místa je uveden v příloze *P4 – Polohy sond*.

5.1.1 Úprava zkušebních těles

Konce zkušebních těles byly opraveny koncováním maltou s hlinitanovým cementem pro zajištění rovnoběžnosti a kolmosti stykových ploch.

5.1.2 Obecné vyhodnocení zkoušky

Pevnost v tlaku jádrových vývrtů je dána obecně vztahem:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (5.1)$$

kde: f_c je pevnost v tlaku v MPa,
 F je maximální tlačná síla lisu v momentě porušení v N,
 A_c je průřezová plocha zkušebního tělesa v mm².

Pevnost v tlaku se zaokrouhlí na nejbližších 0,1 MPa.

5.1.3 Přepočet pevnosti v tlaku stanovený na tělesech jiných než normových

Tento postup není blíže specifikován v normě ČSN EN 12504-1 [30], avšak lze použít postup uvedený v neaktuální normě ČSN 73 1317 [23]. V té je uveden přepočet pevnosti v tlaku z válcové na krychelnou vztahem:

$$f_{c,cyl} = \kappa_{c,cyl} \kappa_{cy,d} \frac{F}{A_c} \quad (5.2)$$

- kde: $f_{c,cyl}$ je válcová pevnost v tlaku v MPa,
 $\kappa_{c,cyl}$ je opravný součinitel pro štíhlost válce v případě, kdy štíhlost válce λ menší než 2, ale nejméně rovna 1, bezrozměrná jednotka.
 $\kappa_{cy,d}$ je opravný součinitel pro průměr válce $d \neq 150$ m, bezrozměrná jednotka.

$\kappa_{c,cyl}$ se vypočte dle rovnice:

$$\kappa_{c,cyl} = 0,80 + \sqrt{\frac{\lambda - 0,933}{26,667}} \quad (5.3)$$

- kde: λ je štíhlostní poměr tělesa, bezrozměrná jednotka.

Krychelná pevnost se následně přepočte vztahem:

$$f_{c,cube} = \kappa_{cy,cu} f_{c,cyl} \quad (5.4)$$

- kde: $f_{c,cube}$ je krychelná pevnost v tlaku v MPa,
 $\kappa_{cy,cu}$ je převodní součinitel pro přepočet válcové pevnosti na krychelnou, určí se z *Tabulky č. 4*, bezrozměrná jednotka.

Tabulka 4: Hodnoty převodního součinitele pro přepočítání válcové pevnosti na krychelnou [23]

$f_{c,cyl}$ [MPa]	4,0 – 25,0	25,1 – 35,0	35,1 – 50,0	50,1 – 60,0
$\kappa_{cy,cu}$ [-]	1,25	1,20	1,15	1,10

5.1.4 Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku

Pro vyhodnocení charakteristické pevnosti betonu v tlaku zjišťované na jádrových vývrtech lze použít postup uvedený v normě ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí doplněný [17] doplněný ČSN 73 0038: Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení [51], nebo postup uvedený v normě ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích [43].

První postup využívá obecné postupy hodnocení na základě zkoušek (hodnocení na základě statistických metod), druhý pak uvádí postupy pro hodnocení pevnosti betonu v konstrukcích na základě zkoušek (kontrola shody), navazuje na ČSN EN 206+A1[44].

Oba uvedené postupy se navzájem liší a za určitých předpokladů mohou vést k rozdílným odhadům charakteristické hodnoty (obzvláště použití empirických vztahů uvedených v novější ČSN EN 13791 [43] vede zpravidla k nadhodnocování výsledků) [52].

5.1.4.1 Vyhodnocení dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038

Při stanovení materiálových vlastností se zohledňuje stav a poškození materiálu v rozhodujících prvcích diagnostikované konstrukce. Z výsledků n zkoušek x_1, x_2, \dots, x_n materiálové vlastnosti se stanoví průměr, směrodatná odchylka a variační koeficient dle vztahů [51]:

$$m_x = \sum \frac{x_i}{n}; s_x^2 = \sum (x_i - m_x)^2 / (n - 1); V_x = s_x / m_x \quad (5.5) (5.6) (5.7)$$

- kde:
- x_i je výsledek i -té zkoušky,
 - m_x je průměr materiálové vlastnosti,
 - s_x je směrodatná odchylka materiálové vlastnosti,
 - n je počet zkušebních vzorků,
 - V_x je variační koeficient materiálové vlastnosti.

Za předpokladu normálního rozdělení materiálové vlastnosti se její charakteristická hodnota (dolní 5% kvantil) stanoví jako:

$$X_k = m_x(1 - k_{n,X}V_x) \quad (5.8)$$

kde: X_k je charakteristická hodnota materiálové vlastnosti,
 $k_{n,X}$ je součinitel stanovení 5% kvantilu (viz *Tabulka 5*)

Tabulka 5: Součinitel $k_{n,X}$ pro stanovení 5% kvantilu (charakteristické hodnoty) [51]

Počet n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
$k_{n,X}$ pro V známý	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$k_{n,X}$ pro V neznámý	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

5.1.4.2 Vyhodnocení dle ČSN EN 13791

V závislosti na počtu zkušebních těles, na kterých se zkouška provádí je v normě ČSN EN 13791 [43] uveden postup A (více než 15 zkušebních těles) a postup B (méně než 15 zkušebních těles). Minimální počet vývrtů jsou 3 zkušební tělesa.

Tabulka 6: Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci dle ČSN EN 13791 [43]

Pevnostní třída betonu dle EN 206+A1	Poměr char. pevnosti betonu v konstrukci k char. pevnosti betonu normových těles	Minimální char. pevnost betonu v konstrukci	
		$f_{ck, is, cyl}$ [MPa]	$f_{ck, is, cube}$ [MPa]
C 8/10	0,85	7	9
C 12/15		10	13
C 16/20		14	17
C 20/25		17	21
C 25/30		21	26
C 30/37		26	31
C 35/45		30	38
C 40/50		34	43
C 45/55		38	47
C 50/60		43	51
C 55/67		47	57
C 60/75		51	64
C 70/85		60	72
C 80/95		68	81
C 90/105		77	89
C 100/115		85	98

5.1.4.2.1 Postup A

Odhad char. pevnosti betonu v tlaku se vypočte jako:

$$f_{ck,is} = \min\{f_{m(n),is} - k_2 s; f_{is,nejmenší} + 4\} \quad (5.9)$$

kde:	$f_{ck,is}$	je charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci v MPa,
	$f_{m(n),is}$	je střední hodnota z n výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku v konstrukci v MPa,
	$f_{is,nejmenší}$	je nejnižší hodnota zkoušky betonu v tlaku v MPa,
	s	je směrodatná odchylka výsledků zkoušek nebo 2,0 MPa, dle větší hodnoty, bezrozměrná jednotka,
	k_2	je konstanta uvedena v národní příloze, pokud tomu tak není, použije se hodnota 1,48, bezrozměrná jednotka.

5.1.4.2.2 Postup B

Při použití 3 až 14 vývrtů se odhad char. pevnosti betonu v tlaku vypočte jako:

$$f_{ck,is} = \min\{f_{m(n),is} - k; f_{is,nejmenší} + 4\} \quad (5.10)$$

kde:	$f_{ck,is}$	je charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci v MPa,
	$f_{m(n),is}$	je střední hodnota z n výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku v konstrukci v MPa,
	$f_{is,nejmenší}$	je nejnižší hodnota zkoušky betonu v tlaku v MPa,
	k	je konstanta vyjadřující krajní mez příslušející malému počtu výsledků zkoušek, určí se z <i>Tabulky 6</i> , bezrozměrná jednotka.

Tabulka 7: Krajní mez k příslušející malému počtu výsledků zkoušek [43]

počet vzorků n	krajní mez k
10–14	5
7–9	6
3–6	7

5.1.5 Výpočet

Detailní popis naměřených veličin, přepočet válcové pevnosti a výsledky jsou uvedeny v příloze P2 – Vyhodnocení měření.

5.2 Vyhodnocení upřesněné pevnosti v tlaku stanovené Schmidtovým tvrdoměrem

Měření bylo provedeno Schmidtovým tvrdoměrem typu N.

5.2.1 Obecné vyhodnocení výsledků měření s upřesněním

Pro upřesnění obecného, nebo směrného kalibračního vztahu součinitelem alfa je zapotřebí:

- nejméně 9 krychlí nebo válců dle ČSN 73 1370 [29], provedených ze stejného materiálu a stejným způsobem jako je beton konstrukce,
- nejmenší množství zkušebních těles vyjmutých z konstrukce nebo součástí konstrukce, 3 ks těles pro objem do 10 m³, 6 ks těles pro objem do 50 m³, 9 ks těles pro objem větší než 50 m³ a 3 zkušební tělesa, pokud konstrukce nebo části konstrukce byly vyšetřovány nedestruktivně na stejných zkušebních místech v souladu s ČSN 73 2011 [45] a byly vyhodnoceny pevnosti v tlaku s nezaručenou pevností z takových zkušebních míst, která vykazovali nejmenší, průměrnou a největší pevnost.

Součinitel α se pak určí ze vztahu:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n f_{bi}}{\sum_{i=1}^n f_{bei}} \quad (5.11)$$

kde: f_{bi} je pevnost betonu v tlaku, stanovená na i -tém zkušebním vzorku dle ČSN EN 12390-2 [46] v MPa,

f_{bei} je pevnost betonu v tlaku stanovená na témže zkušebním vzorku v MPa,
 n je počet zkoušených vzorků.

Pokud je beton zkoušený beton starší než 56 dnů, pak se odvozená hodnota pevnosti v tlaku z obecného kalibračního vztahu vynásobí součinitelem α_t . Ten dosahuje hodnot v závislosti na stáří betonu:

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

V případě, že je beton konstrukce suchý, nebo naopak plně nasycený vodou se výsledek upraví o součinitel α_w , který je roven:

pro beton suchý:	$\alpha_w = 0,85,$
pro beton přirozeně vlhký a vlhký:	$\alpha_w = 1,00,$
pro beton suchý:	$\alpha_w = 1,05.$

Krychelná pevnost betonu v tlaku se s uvážením všech výše uvedených součinitelů vypočte ze vztahu:

$$f_b = \alpha \alpha_t \alpha_w f_{be} \quad (5.12)$$

kde: f_b je upřesněná krychelná pevnost betonu v tlaku v MPa,
 f_{be} je nezaručená pevnost betonu v tlaku.

Pro jinou polohu tvrdoměru, než je vodorovná se nezaručená krychelná pevnost f_{be} stanoví dle kalibračních vztahů uvedených v ČSN 73 1373 [47], graficky, nebo pomocí tabulky uvedené v normě ČSN 73 1373 [47].

Obecně lze uvést následující kalibrační vztahy pro určení nezaručené krychelnépevnosti betonu v tlaku dle příslušného odklonu (polohy) tvrdoměru při zkoušení:

- směr vodorovný: přímka	A	$f_{be} = 1,750 \alpha - 29,000$
	B	$f_{be} = 1,786 \alpha - 30,440$
- směr svise dolů: přímka	A	$f_{be} = 1,562 \alpha - 17,813$
	B	$f_{be} = 1,667 \alpha - 21,667$
- směr vodorovný: přímka	A	$f_{be} = 1,857 \alpha - 40,708$
	B	$f_{be} = 1,923 \alpha - 43,611$

Přímka A pro odrazy v rozmezí 25 až 40, přímka B pro odrazy 41 až 54, α v tomto případě udává velikost odrazu [47].

5.2.2 Stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku

Charakteristická pevnost betonu v tlaku se vypočte s ohledem na zjištěnou rovnoměrnost nebo nerovnoměrnost betonu. Beton konstrukce nebo konstrukčního prvku lze považovat za rovnoměrný, pokud variační součinitel není větší než 16 % (třída betonu C 12/15 a C 16/20), 14 % (třída betonu C25/30) a 12 % (třída betonu C 30/37 a vyšší).

Za předpokladu rovnoměrného betonu se charakteristická pevnost betonu v tlaku vypočte dle vztahu [45]:

$$f_{ck,ts} = \overline{f_{m(n),ts}} - \beta_n s_r \quad (5.13)$$

- kde: $\overline{f_{m(n),ts}}$ je aritmetický průměr pevností betonu v tlaku z pevností zjištěných na jednotlivých měřených místech (upřesněná pevnost) v MPa,
- β_n je součinitel odhadu 5% kvantilu,
- s_r je výběrová směrodatná odchylka.

Výběrová směrodatná odchylka se vypočte ze vztahu [45]:

$$s_r = \sqrt{s^2 + s_{rez}^2} \quad (5.14)$$

- kde: s je výběrová směrodatná odchylka pevností stanovená NDT metodami,

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (f_{is,i} - \overline{f_{is,t}})^2} \quad (5.15)$$

- kde: $f_{is,i}$ je pevnost betonu i-tého měřeného místa na konstrukci z upřesněné zkoušky v MPa,
- $\overline{f_{is,t}}$ je průměrná pevnost betonu konstrukce z upřesněné zkoušky v MPa,
- n je počet platných NDT měření na konstrukci.

Reziduální směrodatná odchylka se vypočte při kalibraci ze vztahu [45]:

$$s_{rez} = \sqrt{\frac{1}{n_1 - k_f} \sum (f_{ci} - f_{ce,i})^2} \quad (5.16)$$

kde: f_{ci} je pevnost betonu v tlaku pro i-tý měřený bod kalibračního vztahu, stanovená destruktivní zkouškou v MPa,
 $f_{ce,i}$ je pevnost betonu v tlaku vypočtena z ukazatele NDT měření z kalibračního vztahu pro i-tý měřený bod v MPa,
 n_1 je počet měřených bodů kalibračního vztahu.

V případě, že byly provedeny NDT zkoušky pouze s nezaručenou přesností, potom se výběrová směrodatná odchylka s_r vypočte ze vztahu:

$$s_r = \sqrt{s_x^2 + s_{rez,e}^2} \quad (5.17)$$

kde: s_x je výběrová směrodatná odchylka pevností stanovených pomocí NDT metod,
 $s_{rez,e}$ je reziduální směrodatná odchylka (2,5 MPa).

s_x se vypočte jako [45]:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (f_{ce,i} - \overline{f_{cei}})^2} \quad (5.18)$$

kde: $\overline{f_{cei}}$ je průměrná pevnost betonu zjištěná zkouškou s nezaručenou pevností v MPa.

V případě nerovnoměrného betonu je charakteristická pevnost vypočtena ze vztahu [45]:

$$f_{ck,is} = \overline{f_{is,min}} - \beta_n s_r \quad (5.19)$$

kde: $\overline{f_{is,min}}$ je průměrná pevnost betonu z oblasti s nejmenší pevností v MPa,

β_n je součinitel 5% kvantilu z oblasti vykazující nejmenší pevnost.

Hodnoty součinitele 5% kvantilu v závislosti na počtu získaných výsledků jsou uvedeny v následující tabulce. Mezilehlé hodnoty je možno interpolovat podle přímky.

Tabulka 8: Hodnoty součinitele 5% kvantilu [17]

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

5.2.3 Výpočet

Detailní popis naměřených veličin a přepočet nezaručené pevnosti betonu v tlaku je uveden v příloze P2 – Vyhodnocení měření.

5.3 Vyhodnocení odtrhových zkoušek (přídržnost betonové vrstvy)

Postup provedení a vyhodnocení zkoušky je dán normou ČSN 73 2577 [48], ČSN 73 6242 [54] a ČSN EN 1542 [55].

Pro zkoušení byly použity kovové kruhové terče o ploše 2500 mm², odtrh byl proveden trhacím přístrojem firmy Proceq DYNA DY-216.

Doporučuje se provést zkoušky na konstrukci, nebo její části v množství 3 zkoušek na ploše do 500 m², 5 zkoušek na ploše do 1000 m² a dále 3 zkoušky navíc na každých dalších započatých zkoušených 1000 m², minimálně však 3 zkoušky na jednom mostním poli. Polohy sond se vybírají náhodně nebo na předem vytipovaných místech (stanovených např. vizuálními metodami nebo akustickým trasováním).

5.3.1 Obecné vyhodnocení zkoušky

Přídržnost povrchové vrstvy se vypočte ze vzorce:

$$R_t = \frac{F}{A} \quad (5.20)$$

kde: R_t je přídržnost povrchových vrstev v MPa,
 F je síla, potřebná k odtržení terče v N,
 A je plocha terče v mm².

5.3.2 Vyhodnocení provedených zkoušek

Nastavení přístroje Proceq DYNA DY-216 umožňuje v závislosti na nastavení plochy zkušebních terčů odečít přímo přepočítané hodnoty R_t v MPa a sledování průběhu zkoušky v reálném čase na displeji přístroje.

Na každém zkušebním místě byly provedeny tři odtrhové zkoušky, výsledek je pak dán jejich aritmetickým průměrem. Důležitým faktorem je vizuální kontrola míst po odtržení a zaznamenání způsobu porušení (porušení v podkladu nebo porušení v lepidle).

Důležitým záznamem v protokolu je způsob porušení a správné zařazení lomových ploch (v případě zkoušení přilnavosti betonové vrstvy se uplatní pouze některé případy porušení) [48,54,55].

Tabulka 9: Zařazení lomových ploch [54]

Označení v protokolu	Popis druhu a polohy lomové plochy
A	kohezní porucha podkladu
A/B	porušení adheze mezi podkladem a první vrstvou
B	kohezní porucha první vrstvy
B/C	porušení adheze mezi první a druhou vrstvou
-/Y	porušení adheze mezi poslední vrstvou a tmelem terče
Y	kohezní porucha v lepidle
Y/Z	porušení adheze mezi lepidlem a zkušebním terčem



Obrázek 38: Detail textury betonu po provedení odtrhových zkoušek, levá strana: prefabrikovaný beton mostních nosníků, pravá strana: beton monolitické opěry [41]

5.3.3 Výsledky

Detailní popis naměřených veličin a popis způsobu porušení při zkoušce přídržnosti je uveden v příloze P2 – Vyhodnocení měření.

5.4 Vyhodnocení chemického průzkumu

5.4.1 Chemická analýza

Chemická analýza probíhá v souladu s ustanovením normy ČSN 72 0100: Základní postup rozboru silikátů, Všeobecná ustanovení [49] a následných ČSN a EN. Dle postupu uvedeného v těchto normách byl chemickou analýzou stanovován podíl následujících složek:

- nerozpustný zbytek,
- oxid vápenatý,
- sírany,
- chloridy,
- oxid manganatý.

5.4.2 Stupeň karbonatace

Stupeň karbonatace 0K se určí výpočtem z obsahu CaO zjištěného chemickým rozbořením a z obsahu CaO vázaného na jemnozrnný a hrubozrnný uhličitan vápenatý, který se stanoví pomocí DTA (diferenční termická analýza).

Obsah zkarbonatovaného CaO_{karb} se určí ze vztahu [34]:

$$\text{CaO}_{\text{karb}} = 1,273 (\text{CO}_{2j} + \text{CO}_{2h}) \quad (5.21)$$

kde: CaO_{karb} je obsah zkarbonatovaného CaO v %,
 CO_{2j} je obsah CO_2 vázaného na jemnozrnný CaCO_3 v %,
 CO_{2h} je obsah CO_2 vázaného na hrubozrnný CaCO_3 v %.

Stupeň karbonatace 0K se pak vypočte ze vztahu [34]:

$${}^0K = \frac{\text{CaO}_{\text{karb}}}{\text{CaO}} 100 \quad (5.22)$$

kde: 0K je stupeň karbonatace, bezrozměrná veličina,
 CaO je obsah oxidu vápenatého zjištěný chemickým rozbořem v %.

5.4.3 Stupeň modifikační přeměny

Stupeň modifikační přeměny 0MP se určí výpočtem z obsahu oxidu uhličitého vázaného na jemnozrnný a hrubozrnný uhličitan vápenatý dle vztahu [34]:

$${}^0MP = \frac{\text{CO}_{2h}}{\text{CO}_{2j}} \quad (5.23)$$

kde: 0MP je stupeň modifikační přeměny, bezrozměrná veličina.

6. PŘEPOČET ZATÍŽITELNOSTI

Přepočet zatížitelnosti byl proveden dle zásad normy ČSN 73 6222 [12] a souvisejících ČSN a ČSN EN. Pro statickou analýzu byl zvolen deskoprutový model konstrukce pro zohlednění vlivu šikmosti mostní konstrukce a spolupůsobení nosníků v příčném směru.

Detailní statický výpočet, obsahující informace o materiálech, modelu konstrukce, okrajových podmínkách, výpočtu zatížení, statické analýzy, kombinací a výsledků je obsažen v samostatné příloze *P5 – Přepočet zatížitelnosti*.

6.1 Stanovená zatížitelnost

Tabulka 10: Výsledná zatížitelnost mostu

Normální zatížitelnost:	114 t	>	32 t
Výhradní zatížitelnost:	230 t	>	80 t
Výjimečná zatížitelnost:	378 t	>	180 t

Zatížitelnost mostu byla statickým výpočtem určena jako 32-80-180 t.

6.2 Odůvodnění

Stanovené hodnoty zatížitelnosti byly vypočítány jako mnohonásobně vyšší, než jsou doporučené minimální hodnoty. To je způsobeno kombinací několika faktorů. Tento typ mostní konstrukce je v typových podkladech n. p. Dopravní stavby [14] prováděn při rozpětí polí 15-32-15 m z nosníků DS-C výšky 120 cm, což v kombinaci s poměrně šikmým uložením konstrukce a dobrým stavebním stavem mostu vytváří dostatečně velkou rezervu zatížitelnosti.

7. VÝSLEDKY A INTERPRETACE VÝSLEDKŮ

7.1 Nosná konstrukce – prefabrikované mostní nosníky DS-C

Tabulka 11: Fyzikálně mechanické materiálové vlastnosti

počet odebraných jádrových vývrtů	3 x \varnothing 75 mm
počet zkušebních těles pro pevnost v tlaku	6 x vzorek dl. 75 mm
počet zkušebních míst – Schmidtův tvrdoměr	24 zkušebních míst
počet odtrhových zkoušek	3 zkušební místa
míra karbonatice	do 5 mm
objemová hmotnost betonu	2320 kg/m ³
minimální krychelná pevnost betonu	60,7 MPa
průměrná krychelná pevnost betonu	64,2 MPa
rovnoměrnost betonu	5,6 % - rovnoměrný
charakteristická pevnost betonu	57,1 MPa
Pevnostní třída betonu	
dle ČSN EN 206+A1	C 40/50
dle ČSN 73 2001:1970	B 500
minimální přídržnost povrchové vrstvy	4,91 MPa
průměrná přídržnost povrchové vrstvy	5,32 MPa

7.1.1 Stav předpínací výztuže

Poloha kabelových tras podélného předpětí prefabrikovaných nosníků DS-C byla určena na základě trasovacích výkresů z původní projektové dokumentace, jejich poloha byla ověřena pomocí georadaru firmy HILTI PS 1000.

Celkem bylo provedeno 10 návrtů ke kabelovým kanálkům, z toho 6 návrtů bylo provedeno na koncích nosníku u opěr a 4 návrtů byly provedeny v místě ozubu jednotlivých nosníků (v tomto místě byl předpoklad největšího prostupu okolní vlhkosti při nedostatečném utěsnění spáry, a tedy nejvyšší riziko tvorby koroze).

Na každém zkušebním místě došlo k úspěšnému návrtu kabelového kanálku na ocelovou chráničku a poté po jejím otevření byl hodnocen stav proinjektování a stav koroze předpínacích drátů.

Mezi nejdůležitější poznatky, zjištěné při provádění návrtů kabelových kanálků bylo zjištěno:

- žádná až mírná koroze ocelové chráničky,
- dobrý stav proinjektování kabelového kanálku v místech návrtů,
- žádná až mírná koroze předpínacích lan.



Obrázek 39: Detail otevřené pryžové chráničky v místě spoje nosníků [42]



Obrázek 40: Detail stavu předpínací výztuže a proinjektování kabelového kanálku [42]

Detailní popis a vyhodnocení sekaných sond je uveden v samostatné příloze P3 – *Kontrola stavu předpětí.*

7.2 Spodní stavba – prefabrikované mostní stojky

Tabulka 12: Fyzikálně mechanické materiálové vlastnosti

počet odebraných jádrových vývrtů	2 x \varnothing 100 mm
počet zkušebních těles pro pevnost v tlaku	6 x vzorek dl. 100 mm
počet zkušebních míst – Schmidtův tvrdoměr	16 zkušebních míst
počet odtrhových zkoušek	3 zkušební místa
míra karbonatace	do 15 mm
objemová hmotnost betonu	2300 kg/m ³
minimální krychelná pevnost betonu	56,1 MPa
průměrná krychelná pevnost betonu	60,8 MPa
rovnoměrnost betonu	5,2 % - rovnoměrný
charakteristická pevnost betonu	53,8 MPa
Pevnostní třída betonu	
dle ČSN EN 206-1	C 35/45
dle ČSN 73 2001:1970	B 500
minimální přídržnost povrchové vrstvy	4,34 MPa
průměrná přídržnost povrchové vrstvy	4,38 MPa

7.3 Spodní stavba – mostní opěry

Tabulka 13: Fyzikálně mechanické materiálové vlastnosti

počet odebraných jádrových vývrtů	2 x ø 100 mm
počet zkušebních těles pro pevnost v tlaku	6 x vzorek dl. 100 mm
počet zkušebních míst – Schmidtův tvrdoměr	16 zkušebních míst
počet odtrhových zkoušek	3 zkušební místa
míra karbonatace	20–30 mm
objemová hmotnost betonu	2200 kg/m ³
minimální krychelná pevnost betonu	29,1 MPa
průměrná krychelná pevnost betonu	31,2 MPa
rovnoměrnost betonu	6,2 % - rovnoměrný
charakteristická pevnost betonu	24,2 MPa
Pevnostní třída betonu	
dle ČSN EN 206-1	C 20/25
dle ČSN 73 2001:1970	B 250
minimální přídržnost povrchové vrstvy	1,55 MPa
průměrná přídržnost povrchové vrstvy	1,82 MPa

7.4 Výsledky chemické analýzy

Tabulka 14: Výsledky chemického rozboru [36]

Označení	Hloubková úroveň	Nerozpustný zbytek	CaO	SO ₄ ²⁻	Cl ⁻	MgO
	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1-NK	0-10	70,23	9,71	0,36	0,08	0,044
2-NK	10-20	72,56	9,84	0,44	<0,01	0,063
3-OP	0-15	71,11	8,88	0,51	0,01	0,043
4-OP	15-30	70,45	9,42	0,42	0,02	0,051

7.5 Výsledky rentgenové difrakční analýzy

Tabulka 15: Výsledky rentgenové difrakční analýzy [36]

Označení	Identifikovaný minerál
1-NK	kalцит, portlandit, stopově karbonátový komplex, aragonit, beta křemen, živce
2-NK	kalцит, portlandit, monosulfát, kalciumhydosilikát II, beta křemen, živce, jílové minerály
3-OP	kalцит, kalciumhydosilikát II, karbonátový komplex, beta křemen, živce
4-OP	kalцит, portlandit, kalciumhydosilikát II, beta křemen, živce

7.6 Výsledky diferenční termické analýzy

Tabulka 16: Výsledek diferenční termické analýzy [36]

Označení	Ztráta žháním	Uhličitan vápenatý jemnozrný CaO _j	Uhličitan vápenatý hrubozrný CaO _h	Uhličitan vápenatý celkový CaO
	[%]	[%]	[%]	[%]
1-NK	8,9	5,5	3,7	9,1
2-NK	8,0	5,2	3,2	8,4
3-OP	9,1	6,8	3,1	9,9
4-OP	8,4	5,4	3,0	8,4

7.7 Výsledek stanovení pH ve výluhu

Tabulka 17: Výsledek stanovení pH ve výluhu [36]

Označení	pH
	[-]
1-NK	11,5
2-NK	12,0
3-OP	10,4
4-OP	11,6

7.8 Zařazení vzorků betonu do etapy karbonatace

Tabulka 18: Vyhodnocení etapy karbonatace [36]

Označení	Hloubková úroveň	Stupeň karbonatace °K	Stupeň modifikační přeměny °MP	pH	Etapa karbonatace
	[mm]	[%]	[-]	[-]	
1-NK	0-10	52,6	0,67	11,5	I.
2-NK	10-20	47,8	0,62	12,0	I.
3-OP	0-15	62,3	0,45	10,4	II.
4-OP	15-30	49,8	0,55	11,6	I.

7.9 Vyhodnocení působení chloridů na konstrukci

Tabulka 19: Vyhodnocení rizika koroze výztuže působením chloridů [36]

Označení	Hloubková úroveň	Obsah chloridů vztažený k dávce cementu	Vyhodnocení rizika koroze výztuže (dle ČSN EN 206-1 max. přípustný poměr obsahu chloridů ku cementu 0,4 %)
	[mm]	[% z hmotnosti cementu]	
1-NK	0-10	0,5	Kritérium překročeno – hrozí riziko koroze výztuže
2-NK	10-20	0,1	Kritérium splněno – nehrozí bezprostřední koroze výztuže
3-OP	0-15	0,1	Kritérium splněno – nehrozí bezprostřední koroze výztuže
4-OP	15-30	0,1	Kritérium splněno – nehrozí bezprostřední koroze výztuže

7.10 Celkové zhodnocení diagnostického průzkumu

7.10.1 Prefabrikované mostní nosníky DS-C

Hlavní nosný systém konstrukce tvoří šestice prefabrikovaných mostních nosníků z dodatečně předpínaného betonu typu DS-C 220/160. V rámci stavebně technického průzkumu byly dle požadavku zadavatele provedeny 3 jádrové vývrty průměru 75 mm. Jádrové vývrty byly vedeny spodní příčlí prefabrikovaných nosníků směrem vzhůru přes celou tloušťku dna. Výsledky na jádrových vývrtech byly doplněny nedestruktivním měřením pomocí Schmidtova kladívka typu N na celkem 24 místech nosné konstrukce. Dále byly provedeny 3 odtrhové zkoušky pro zjištění přídržnosti povrchových vrstev betonu. Poloha sond je uvedena v samostatné příloze *P4* této diplomové práce.

Za účelem chemické analýzy byl odebrán vzorek z vizuálně nejvíce exponovaného místa nosné konstrukce.

7.10.1.1 Vizuální prohlídka

Vizuální prohlídkou nosného systému mostu byly ověřeny rozměry jednotlivých nosníků a jejich příčného uspořádání. Betonový povrch je hladký, bez výraznějších známek degradace vzdušných povrchů vlivem karbonatace nebo vlivem napadení rozmrazovacími prostředky. Při vizuální kontrole bylo zjištěno místy nedostatečné krytí betonářské (měkké) výztuže, zejména v místech křídel nosníků. Vlivem nedostatečného krytí dochází ke korozi betonářské výztuže a lokálně k odprýskávání krycí vrstvy betonu. Dále jsou patrný korodující rádlovací dráty, které byly ponechány z výroby.

V místech podélných spojů nosníků (petlicové styky) a v pracovních spárách v místě dobetonávky příčníků jsou patrný značné vápenné výluhy.

Globálně nejsou na nosnících patrný výraznější deformace, ani známky statického porušení. Otvory po jádrových vývrtech byla pořízena fotodokumentace vnitřku komůrky, interiér je suchý, nedochází k průsaku vody do komory.

Při návrtech byla nalezena na stěně nosníku č. 1 podélná trhlinka v délce 3,0 m od koncového příčnicku při opěře OP4, šířky do 0,4 mm.

7.10.1.2 Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu

Z provedených zkoušek na jádrových vývrtek byla stanovena pevnostní třída betonu dle ČSN EN 206+A1 [44] jako C 45/55 dle postupu normy ČSN 73 0038 [50] (C 55/67 dle postupu B normy ČSN EN 13791 [43]), ze zkoušek nedestruktivního sklerometrického měření upřesněného výsledky na jádrových vývrtech byl beton zaříděn dle ČSN EN 206+A1 [44] do třídy C 40/50. Dle původní projektové dokumentace jsou nosníky projektovány ve třídě betonu dle ČSN 73 2001 [50] ve třídě B500, odpovídající ČSN EN 206-1 [44] třídě C 35/45.

Míra karbonatce zjišťovaná in situ pomocí roztoku fenolftaleinu je v míře do 5 mm od vzdušného povrchu.

Z provedených zkoušek přídržnosti betonové povrchové vrstvy byla zjištěna minimálně tahová pevnost betonu 4,91 MPa a průměrná tahová pevnost 5,32 MPa.

7.10.1.3 Předpínací výztuž

Pro ověření stavu koroze drátů předpínací výztuže a chrániček předpínací výztuže a stavu proinjektování kabelových kanálků bylo provedeno 10 návrtů (sekaných sond) k lanům předpínací výztuže. Poloha předpínací výztuže byla stanovena dle trasovacího výkresu z uchované původní projektové dokumentace a ověřena pomocí plošného georadarového skenu přístrojem HILTI PS 1000. Návrtky byly provedeny bočními stěnami nosníků jak u samostatných segmentů nosníků, tak v místech podélných spojů nosníků (ozubů).

Mezi poznatky zjištěné prováděním sekaných sond patří zejména dobrá kvalita betonu při provádění sond, krycí vrstva předpínací výztuže v rozmezí 45–105 mm, žádná až mírná koroze ocelových chrániček předpínací výztuže, žádná až mírná koroze drátů předpínací výztuže a velmi dobrá proinjektovanost kabelových kanálků.

7.10.1.4 Chemická analýza

Chemická analýza byla prováděna na dvou vzorcích z nosné konstrukce odebraných z různých hloubkových úrovní, a to 0-10 mm a 10-20 mm. Vzorky byly podrobeny chemickému rozboru, rentgenové difrakční analýze, diferenční termické analýzy a dále se stanovovalo pH ve výluhu.

Na základě minerálů vznikajících chemickou přeměnou vlivem působení negativních vlivů na konstrukci a způsobující korozi betonu byl beton zařazen do I. etapy karbonatace. Dále byl stanoven obsah chloridových iontů jako procento z hmotnosti cementu, a to v hodnotě 0,5 % ve vrstvě 0-10 mm a 0,1 % ve vrstvě 10-20 mm. Dle kritéria uvedeného v ČSN EN 206-1 [44] je obsah chloridových iontů přípustný v hodnotě max. 0,4 % ze hmotnosti cementu. Hodnota je tedy mírně překročena ve vrstvě 0-10 mm, kdy hrozí riziko koroze výztuže, oproti tomu ve spodní vrstvě 10-20 mm je kritérium a splněno a nehrozí bezprostřední riziko koroze.

Hodnota pH určeného z výluhu byla stanovena jako 11,5 a 12,0, prostředí je tedy alkalické, betonová krycí vrstva je odolná vůči karbonataci.

7.10.2 Prefabrikované mostní stojky

Vnitřní systém mezilehlých podpěr je tvořen členěnými prefabrikovanými pilíři o obdélníkových rozměrech 90/60 cm. Při diagnostickém průzkumu byly provedeny 2 jádrové vývrty průměru 100 mm, které byly provedeny náhodně ve spodních částech sloupů. Výsledky na jádrových vývrtech byly doplněny nedestruktivním měřením pomocí Schmidtova kladívka typu N na celkem 16 místech vnitřních podpěr. Pro určení tahové pevnosti betonu byly provedeny 3 odtrhové zkoušky.

Poloha sond a zkušebních míst je uvedena v samostatné příloze *P4* této diplomové práce.

7.10.2.1 Vizuální prohlídka

Vizuální prohlídkou byly ověřeny základní rozměry prefabrikovaných stojek. Kvalitou provedení je pohledový beton ve stejném stavu jako u nosné konstrukce. Na stojkách se nenachází žádné staticky významné trhliny ani žádná jiná poškození.

7.10.2.2 Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu

Z provedených zkoušek na jádrových vývrtech byla stanovena pevnostní třída betonu dle ČSN EN 206+A1 [44] jako C 45/55 dle postupu normy ČSN 73 0038 [50] (C 50/60 dle postupu B normy ČSN EN 13791 [43]), ze zkoušek nedestruktivního sklerometrického měření upřesněného výsledky na jádrových vývrtech byl beton zaříděn dle ČSN EN 206+A1 [44] do třídy C 35/45. Dle původní projektové dokumentace jsou

mostní stojky projektovány ve třídě betonu dle starší ČSN 73 2001 [50] ve třídě B500, odpovídající ČSN EN 206+A1 [44] třídě C 35/45.

Míra karbonatace zjišťovaná in situ na provedených jádrových vývrtech pomocí fenolftaleinu byla prokázána v hloubce do 15 mm.

Z provedených odtrhových zkoušek byla zjištěna minimální tahová pevnost betonu 4,34 MPa, průměrná tahová pevnost je 4,38 MPa.

7.10.3 Mostní opěry

Opěry mostu ev. č. 43-011 jsou masivní gravitační z monolitického betonu. V rámci diagnostického průzkumu byly provedeny dva jádrové vývrty průměru 100 mm na náhodně vybraném místě na každé opěře. Výsledné hodnoty zjištěné na vývrtech byly doplněny nedestruktivním měřením pomocí Schmidtova kladívka typu N na celkem 16 zkušebních místech.

Dále byly provedeny tři odtrhové zkoušky pro zjištění přídržnosti betonového povrchu.

Pro chemickou analýzu byl odebrán vzorek z části opěry OP1 na pravé straně mostu, tato část opěry vykazuje vizuálně největší poškození korozí betonu.

7.10.3.1 Vizuální prohlídka

Na první pohled je zřejmá výrazně nižší kvalita provedení monolitických opěr oproti prefabrikovaným částem nosné konstrukce. Konstrukce opěr, závěrné zídky a křídel je opatřena omítkou, která místy odpadává. Povrch odhaleného betonu obzvláště na krajní straně opěry č. 1 silně zdegradovaný, je patrný úbytek materiálu v rádech centimetrů. Lokálně se vyskytuje korodující výztuž. Úložné prahy a boky opěr v místě mostních závěrů jsou silně potečené (toto je způsobeno nefunkční těsností závěrů a špatným konstrukčním vyřešením detailu ukončení závěrů na mostních římsách). Povrch je znečištěn „grafity“.

7.10.3.2 Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu

Ze zkoušek provedených na upravených jádrových vývrtech (celkem 6 zkušebních těles) byla stanovena pevnostní třída betonu monolitických opěr dle ČSN EN 206+A1 [44] jako C 20/25 dle postupu normy ČSN 73 0038 [50] (C 20/25 dle postupu B normy

ČSN EN 13791 [43]). Z nedestruktivního měření upřesněného jádrovými vývrty byl vyhodnocen beton jako pevnostní třída C 20/25. V tomto případě nesrovnalosti zkoušek získaných destruktivně a nedestruktivně bude jako směrodatný výsledek uvažována třída betonu C 20/25. Dle původní projektové dokumentace je konstrukce opěr předepsána ve třídě dle původní ČSN 73 2001 [50] B 250, odpovídající aktuální ČSN EN 206+A1 [44] třídě betonu C 20/25.

Míra karbonatace zjištěná na jádrových vývrtech in situ roztokem fenolftaleinu se pohybuje v rozmezí 20-30 mm.

Minimální výsledná hodnota odtrhových zkoušek byla stanovena na 1,55 MPa, průměrná tahová pevnost betonu pak 1,82 MPa.

7.10.3.3 Chemická analýza

Chemická analýza byla provedena na dvou vzorcích z opěry odebraných ze dvou hloubkových úrovní, a to 0-15 a 15-30 mm. I když byly vzorky odebrány z nejvíce exponovaného místa na opěře, je nutno brát v potaz možné zkreslení výsledků z důvodu odpadané betonové krycí vrstvy. Vzorky byly podrobeny chemickému rozboru, rentgenové difrakční analýze, diferenční termické analýze a dále bylo provedeno stanovení pH ve výluhu.

Na základě minerálů vznikajících chemickou přeměnou vlivem působení negativních vlivů na konstrukci a látek způsobujících korozi betonu, byl beton zařazen do II. etapy karbonatace (hloubka odběru vzorku 0-15 mm) a do I. etapy karbonatace (hloubka 15-30 mm). Obsah chloridů byl stanoven v obou vrstvách v hodnotě 0,1 % z hmotnosti cementu. Kritérium uvedené v normě ČSN EN 206-1 [44], kde je stanoveno maximální přípustné množství chloridových iontů jako 0,4 % z hmotnosti cementu je v případě obou hloubkových úrovní splněno a nehrozí tedy riziko koroze výztuže.

Hodnota pH byla stanovena jako 10,4 (hloubka odběru vzorku 0-15 mm) a 11,6 (hloubka odběru vzorku 15-30 mm). Prostředí nevykazuje významnější pokles alkality.

7.11 Návrh opatření

Na základě provedeného komplexního diagnostického průzkumu byly vyhodnoceny základní materiálové parametry použitých betonů. V dostatečném rozsahu byla

provedena kontrola stavu předpínací výztuže. Stavebně technický průzkum je doplněn o výsledky chemické analýzy.

Výsledné parametry betonu nosné konstrukce z prefabrikovaných nosníků byly prokázány vyšší, než jsou předepsané materiálové vlastnosti v PD. Jelikož se jedná o prefabrikované dílce, je zřejmá lepší kvalita a technologická kázeň daná zázemím výroben. Nedostatkem je malá krycí vrstva betonu, typická spíše pro dřívější výstavbu. Vzhledem ke stavu předpínací výztuže se nezdá nutné dodatečné statické zajišťování nosné konstrukce mostu. V úvahu připadá sanace pohledových ploch betonu, tedy mechanické očištění zdegradované vrstvy betonu pomocí tlakové vody, odřezání a pasivace odhalené zkorodované výztuže, reprofilace tenkovrstvou speciální stěrkou, nahrazující nutnou krycí vrstvu betonu a dále aplikace sjednocujícího nátěru. Tento postup je možno použít shodně pro mostní mezilehlé stojky.

Konstrukce opěr vyžaduje odstranění zbylé omítky, mechanické očištění zdegradovaných částí betonu pomocí tlakové vody, odřezání a pasivace odhalené výztuže a reprofilace betonového povrchu. Vzhledem ke značnému úbytku materiálu je nutno reprofilovat hrubými stěrkami v mocnosti až 40 mm, dále reprofilovat jemnou sanační stěrkou a opatřit sjednocujícím nátěrem.

Oproti výše uvedeným poznatkům na nosné konstrukci a konstrukci spodní stavby vyžaduje most komplexní řešení příčin způsobujících poškození nosné konstrukce a spodní stavby. Mezi hlavní příčinu poruch konstrukce patří nefunkční izolační systém a netěsnost mostních závěrů. Toto je nutně spojeno s výměnou vozovkového souvrství a znovuvybetonováním petlicových styků, provedením nové izolace z natavovaných asfaltových pásů a doplnění odvodňovačů mostní izolace spolu s doplněním drenážních žeborů z plastbetonu a kvalitní ochrany izolace v podobě litého asfaltu.

Mostní svršek vyžaduje nutně rekonstrukci mostních říms, výměnu a doplnění odvodňovačů a svodů odvodňovačů s napojením do kanalizace/trativodu. Nutná je výměna stávajícího zábradlí a záchytného systémů za nový.

Nutnou pozornost vyžaduje úprava okolí mostu, doplnění rampových napojení na římsy, doplnění skluzů po obou stranách v přechodové oblasti ve směru na Brno a komplexní rekonstrukce prostoru pod mostem (odstranění vegetace, obnovení chodníků apod.)

V současné době je most uložen na hrncových ložiskách NGe1250. Diagnostický průzkum nebyl součástí tohoto stavebního průzkumu, kdy byla provedena pouze vizuální kontrola. Rozhodnutí o výměně, opravě nebo ponechání ložisek vyžaduje doplňkový průzkum zaměřený na ložiska, v současné chvíli se nedá jasně určit nutno výměny.

8. ZÁVĚR

V rámci této diplomové práce byl proveden stavebně technický průzkum mostu ev. č. 43-011 u obce Česká za Brnem. Byly provedeno nedestruktivní zkoušení konstrukce pomocí Schmidtova tvrdoměru pro posouzení stejnoměrnosti betonu a pro stanovení upřesněné pevnosti betonu v tlaku a semidestruktivní zkoušení v podobě návrtů kabelových drah předpětí, odběru jádrových vývrtů a odtrhových zkoušek. Dále byly odebrány vzorky pro chemickou analýzu.

Laboratorně byly stanoveny fyzikálně mechanické vlastnosti odebraných betonových vzorků a byly provedeny výpočty dle platných příslušných norem. Při porovnání charakteristických pevnosti betonu stanovených na jádrových vývrtech dle různých postupů (ČSN EN 13791 [43] a ČSN 73 0038 [50]) a charakteristické pevnosti betonu v tlaku stanovené nedestruktivně a upřesněné jádrovými vývrty se projevuje po zařídění do třídy betonu rozdíl až dvou tříd. To je zejména způsobeno kritériem poměru charakteristické pevnosti betonu v konstrukci k charakteristické pevnosti betonu normových těles (0,85), kdy dochází k nadhodnocení výsledků, zejména u vyšších tříd betonu.

Vzhledem k výsledkům stavebně technického průzkumu doplněného chemickou analýzou a provedeným podrobným statickým přepočtem zatížitelnosti, kterým byla zjištěna dostatečná rezerva zatížitelnosti z důvodu „předimenzování“ hlavní nosné konstrukce, lze označit stavební stav mostu za uspokojivý.

Literatura

- [1] Zákon č. 13/1997 Sb.: Zákon o pozemních komunikacích. In: Sběrka zákonů. Praha, 1997, ročník 1997, 3/1997, číslo 13. Dostupné také z: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/1997-13>
- [2] Vyhláška č. 104/1997 Sb.: Vyhláška Ministerstva dopravy a spojů, kterou se provádí zákon o pozemních komunikacích. In: Sběrka zákonů. Praha, 1997, 36/1997, číslo 104. Dostupné také z: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/1997-104>
- [3] DRAHORÁD, Michal. K otázce zajištění bezpečnosti mostů pozemních komunikací v ČR. Silnice železnice [online]. 9.1.2019, , 1 [cit. 2020-01-01]. ISSN 1803-8441. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/k-otazce-zajisteni-bezpecnosti-mostu-pozemnich-komunikaci-v-cr/>
- [4] ČSN 73 6220. Evidence mostních objektů pozemních komunikací. 2011.
- [5] Ředitelství silnic a dálnic ČR: Silniční databanka a NDIC [online]. 202n. 1. [cit. 2020-01-01]. Dostupné z: <https://www.rsd.cz/wps/portal/web/rsd/Silnicni-databanka>
- [6] BMS [online]. VARS BRNO [cit. 2020-01-01]. Dostupné z: <http://bms.clevera.cz/>
- [7] Systém hospodaření s mosty: Manuál k systému hospodaření s mosty – BMS [online]. Pontex s.r.o. a VARS BRNO, 2017 [cit. 2020-01-01]. Dostupné z: http://bms.clevera.cz/Document/Get/BMS_Manual_v0417x?t=pdf
- [8] ČSN 73 6221. Prohlídky mostů pozemních komunikací. 2018.
- [9] Stanovení životnosti betonových konstrukcí objektů pozemních komunikací: Technické podmínky TP175 [online]. SVÚOM, 2000 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_175.pdf
- [10] Diagnostický průzkum mostů PK: Technické podmínky TP72 [online]. Pontex spol s r.o., 2008 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_72.pdf
- [11] Údržba, opravy a rekonstrukce betonových mostů PK: Technické podmínky TP120 [online]. Pontex spol s r.o., 2010 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_120.pdf
- [12] ČSN 73 6222. Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. 2013.

- [13] MENŠÍK, František a Hana DUŠKOVÁ. Stav silničních a dálničních mostů ČR. Stavebnictví [online]. 2007, 07(09) [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/stav-silnicnich-a-dalnicnich-mostu-cr_N346
- [14] JEŽEK, Jaromír a Zdeněk NEUDERT. Prefabrikované nosníky DS-C: Podnikový typ DSO. Dopravní stavby, odbor projekce Olomouc, 1978.
- [15] KŘÍSTEK, Vladimír. Teorie výpočtu komůrkových nosníků. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1974. Teoretická knihovna inženýra.
- [16] Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN: Technické podmínky TP200 [online]. ČVUT v Praze, fakulta stavební, 2008 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_200.pdf
- [17] ČSN ISO 13822. Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. 2014.
- [18] ČSN EN 1991-1-1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. 2004.
- [19] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. 2004.
- [20] Měření a dlouhodobé sledování trhlin v betonových konstrukcích: Technické podmínky TP 201 [online]. ČVUT v Praze – Kloknerův ústav, 2008 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_201.pdf
- [21] KOPEC, Bernard. Nedestruktivní zkoušení materiálů a konstrukcí: (nauka o materiálu IV). Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-591-4.
- [22] SCHMID, Pavel. Základy zkušebnictví. Vyd. 2. opr. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-2584-9.
- [23] ČSN 73 1317. Stanovení pevnosti betonu v tlaku. 1987. Zrušená norma.
- [24] ANTON, Ondřej. Vývoj a upřesnění radiografických metod ve stavebnictví. Brno, 2009, 137 s. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí práce doc. Ing. Leonard Hobst, CSc.
- [25] ŠTAINBRUCH, Jakub, Ondřej ANTON a Tomáš KORDINA. Rozvoj použití georadaru při diagnostice betonových konstrukcí. BETON • technologie •

- konstrukce • sanace [online]. 2011, 2011(03), 66-70 [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2011-3-66_0.pdf
- [26] Profometer 630 AI. In: Profometer and Profoscope rebar locators and concrete cover meters [online]. [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: <https://www.proceq.com/compare/rebar-detection-and-cover-measurement/>
- [27] Systém PS 1000 X-Scan. In: Hilti [online]. [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: https://www.hilti.cz/medias/sys_master/images/h35/ha2/9392183705630.jpg
- [28] ČSN 73 1371. Nedestruktivní zkoušení betonu – Ultrazvuková impulzová metoda zkoušení betonu. 2011.
- [29] ČSN 73 1370. Nedestruktivní zkoušení betonu – Společná ustanovení. 2011.
- [30] ČSN EN 12501-1. Ochrana kovových materiálů proti korozi – Pravděpodobnost koroze v půdě - Část 1: Obecné zásady. 2003.
- [31] Zkoušky povrchové přídržnosti, odtrhové zkoušky materiálů: CI 57 - Moderní stavební materiály [online]. In: . VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví [cit. 2020-01-02]. Dostupné z: <http://www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/CI57/odtrhove%20zkousky,%20kotveni.pdf>
- [32] DOBRÝ, Oldřich a Ladislav PALEK. Koroze betonu ve stavební praxi. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1988. Knižnice technických aktualit.
- [33] ADÁMEK, Jiří, Jan KOUKAL a Bohumil NOVOTNÝ. Stavební materiály. Brno: CERM, 1997. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-0631-3.
- [34] MATOUŠEK, Milan a Rostislav DROCHYTKA. Atmosférická koroze betonů. Praha: IKAS, 1998. ISBN 80-902558-0-9.
- [35] KLOUŽKOVÁ, A., P. ZEMANOVÁ, J. KLOUŽEK a W. PABST. Termická analýza: Zřízení laboratoře pro praktickou výuku termické analýzy se zaměřením na anorganické nekovové materiály [online]. Praha, 2012 [cit. 2019-12-19]. Dostupné z: <http://tresen.vscht.cz/sil/sites/default/files/Termick%C3%A1%20anal%C3%BDza.pdf>. VŠCHT.
- [36] DUFKA, Amos. Závěrečná zpráva. Brno: VUT v Brně, Fakulta stavební, 2019.

- [37] BRANDŠTETR, Jiří, Pavla ROVNANÍKOVÁ a Zdeněk ŠIMEK. Chemie stavebních látek: laboratorní cvičení. 2. vyd. Brno: Vysoké učení technické, 1991. Učební texty vysokých škol.
- [38] ADÁMEK, Jiří. Vlastnosti a zkoušení stavebních materiálů. Brno: CERM, 1995. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-0609-7.
- [39] Mapy.cz [online]. Seznam. cz, a. s., OpenStreetMap [cit. 2020-01-05]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=16.5609785&y=49.2893213&z=18>
- [40] Mapa – BMS [online]. VARS BRNO [cit. 2020-01-05]. Dostupné z: <http://bms.clevera.cz/Map/AllObjects> Osobní fotoarchiv - Bc. Lukáš Jedlička
- [41] Osobní fotoarchiv – Ing. Petr Žítt
- [42] ČSN EN 13791. Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. 2007.
- [43] ČSN EN 206+A1. Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. 2018.
- [44] ČSN 73 2011. Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí. 2011.
- [45] ČSN EN 12390-2. Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti. 2019.
- [46] ČSN 73 1373. Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu. 2011.
- [47] ČSN 73 2577. Zkouška přídržnosti povrchové úpravy stavebních konstrukcí k podkladu. Harmonizovaná.
- [48] ČSN 72 0100. Základní postup rozboru silikátů – Všeobecná ustanovení. 2009.
- [49] ČSN 73 2001. Projektování betonových staveb. 1970. Zrušená.
- [50] ČSN 73 0038. Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení. 2019.
- [51] HOLICKÝ, Milan, Karel JUNG a Miroslav SÝKORA. Stanovení charakteristické pevnosti konstrukcí z betonu na základě zkoušek. Časopis stavebnictví [online]. 09(03) [cit. 2020-01-04]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/stanoveni-charakteristicke-pevnosti-konstrukci-z-betonu-na-zaklade-zkousek_N2156
- [52] ČSN EN 12504-2. Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem. 2013.

- [53] ČSN 73 6242. Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací. 2010.
- [54] ČSN EN 1542. Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Zkušební metody – Stanovení soudržnosti odtrhovou zkouškou. 2000.
- [55] HOBST, Leonard, Jiří ADÁMEK, Petr CIKRLE a Pavel SCHMID. Diagnostika stavebních konstrukcí: přednášky. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební.

Seznam tabulek

<i>Tabulka 1: Klasifikační stupně stavebního stavu mostů na PK [8].....</i>	<i>17</i>
<i>Tabulka 2: Plán diagnostických prací na mostě.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabulka 3: Plán odběru vzorků pro chemickou analýzu</i>	<i>65</i>
<i>Tabulka 4: Hodnoty převodního součinitele pro přepočet válcové pevnosti na krychelnou [23].....</i>	<i>68</i>
<i>Tabulka 5: Součinitel $k_{n,x}$ pro stanovení 5% kvantilu (charakteristické hodnoty) [51]</i>	<i>69</i>
<i>Tabulka 6: Minimální charakteristická pevnost betonu v tlaku v konstrukci dle ČSN EN 13791 [43]</i>	<i>70</i>
<i>Tabulka 7: Krajní mez k příslušející malému počtu výsledků zkoušek [43].....</i>	<i>72</i>
<i>Tabulka 8: Hodnoty součinitele 5% kvantilu [17].....</i>	<i>76</i>
<i>Tabulka 9: Zatřídění lomových ploch [54].....</i>	<i>77</i>
<i>Tabulka 10: Fyzikálně mechanické materiálové vlastnosti</i>	<i>81</i>
<i>Tabulka 11: Fyzikálně mechanické materiálové vlastnosti</i>	<i>83</i>
<i>Tabulka 12: Fyzikálně mechanické materiálové vlastnosti</i>	<i>84</i>
<i>Tabulka 13: Výsledky chemického rozboru [36]</i>	<i>84</i>
<i>Tabulka 14: Výsledky rentgenové difrakční analýzy [36]</i>	<i>85</i>
<i>Tabulka 15: Výsledek diferenční termické analýzy [36]</i>	<i>85</i>
<i>Tabulka 16: Výsledek stanovení pH ve výluhu [36]</i>	<i>85</i>
<i>Tabulka 17: Vyhodnocení etapy karbonatace [36]</i>	<i>86</i>
<i>Tabulka 18: Vyhodnocení rizika koroze výztuže působením chloridů [36].....</i>	<i>86</i>

Seznam obrázků

<i>Obrázek 1: Počet mostů na dálnicích v ČR dle stavebního stavu nosné konstrukce v letech 1999-2006 [13].....</i>	<i>18</i>
<i>Obrázek 2: Počet mostů na silnicích I. třídy v ČR dle stavebního stavu nosné konstrukce v letech 1999-2006 [13]</i>	<i>19</i>
<i>Obrázek 3: Počet mostů na dálnicích a silnicích I. třídy v ČR dle stavebního stavu nosné konstrukce k 12/2019; 1) bezvadný, 2) velmi dobrý, 3) dobrý, 4) uspokojivý, 5) špatný, 6) velmi špatný, 7) havarijní</i>	<i>19</i>
<i>Obrázek 4: Vzpěradlový rám o 3 polích (rozpětí 14,0 + 30,0 + 14,0 m). DS-C výšky 120 cm.....</i>	<i>21</i>
<i>Obrázek 5: Spojitý nosník DS-C o 3 polích (rozpětí 19,0 + 36,0 + 19,0 m), DS-C výšky 160 cm</i>	<i>21</i>
<i>Obrázek 6: Příčný řez prefabrikovaných nosníků DS-C všech šířkových i výškových variant [14].....</i>	<i>23</i>
<i>Obrázek 7: Příčné spojení prefabrikovaných nosníků DS-C (petlicový styk) [14] ..</i>	<i>25</i>
<i>Obrázek 8: Sestava zatížení pro normální zatížitelnost [12].....</i>	<i>28</i>
<i>Obrázek 9: Princip kladení sestav zatížení do jízdního prostoru [12].....</i>	<i>29</i>
<i>Obrázek 10: Sestava zatížení pro výhradní zatížitelnost [12]</i>	<i>30</i>
<i>Obrázek 11: Dynamický součinitel [12].....</i>	<i>32</i>
<i>Obrázek 12: Křivka obecného kalibračního vztahu pro Schmidtův tvrdoměr typu N [23]</i>	<i>36</i>
<i>Obrázek 13: Schéma odrazového tvrdoměru typu N [21]</i>	<i>37</i>
<i>Obrázek 14: Schématické zobrazení použití magnetického indikátoru výztuže zobrazující problém stanovení při malé vzdálenosti jednotlivých prutů výztuže [22]</i>	<i>38</i>
<i>Obrázek 15: Vliv diskontinuit prostředí na rychlost šíření a tvar impulzu UZ záření [22]</i>	<i>38</i>
<i>Obrázek 16: Porovnání výstupu měření v závislosti na frekvenci antény [25]</i>	<i>40</i>
<i>Obrázek 17: Elektromagnetický indikátor výztuže firmy Proceq Profometer 630 [26]</i>	<i>41</i>

<i>Obrázek 18: Georadar firmy HILTI PS 1000 [27].....</i>	<i>41</i>
<i>Obrázek 19: Způsoby prozvučování betonové konstrukce [21].....</i>	<i>42</i>
<i>Obrázek 20: Schéma postupu provádění odtrhové zkoušky [31]</i>	<i>45</i>
<i>Obrázek 21: Znázornění křivek DTA některých minerálů [35]; 1) kalcit, 2) magnezit, 3) dolomit, 4) ankerit, 5) siderit, 6) breinerit, 7) rodochrozit, 8) aragonit, 9) hydromagnezit</i>	<i>50</i>
<i>Obrázek 22: Přehledná situace umístění zájmové stavby [39].....</i>	<i>51</i>
<i>Obrázek 23: Detailní umístění zájmové stavby – most ev. č. 43-011 [40]</i>	<i>51</i>
<i>Obrázek 24: Celkový pohled na pravou stranu mostu ev. č. 43-011 ve směru na Kuřim z odbočné větve MÚK [39].....</i>	<i>53</i>
<i>Obrázek 25: Schématické uspořádání příčného řezu mostu a číslování nosníků.....</i>	<i>54</i>
<i>Obrázek 26: Nosná konstrukce mostu z mostních prefabrikátů DS-C [41]</i>	<i>55</i>
<i>Obrázek 27: Detail podélného spojení jednotlivých nosníků ozubem s utěsněnou příčnou spárou [41].....</i>	<i>55</i>
<i>Obrázek 28: Detail hrncového ložiska na OP1, levá strana mostu [41].....</i>	<i>56</i>
<i>Obrázek 29: Detail ukončení vrchního plechu mostního závěru v místě říms z lícnicích prefabrikátů, závěrná zídka OP1, pravá strana [41]</i>	<i>56</i>
<i>Obrázek 30: Pohled na pravou stranu příčnicku OP1 [41].....</i>	<i>57</i>
<i>Obrázek 31: Pohled proti směru staničení ve směru na Brno [41].....</i>	<i>57</i>
<i>Obrázek 32: Detail vápenných výluh v pracovní spáře mezi monolitickým příčnickem a mostními nosíky [41]</i>	<i>59</i>
<i>Obrázek 33: Detail napojení vyústění mostních odvodňovačů, původní litinový svod je nahrazen rourou z PVC [41]</i>	<i>59</i>
<i>Obrázek 34: Povrchový mostní závěr nad OP4 [41].....</i>	<i>60</i>
<i>Obrázek 35: Pohled ve směru staničení (směr Svitavy) [41]</i>	<i>60</i>
<i>Obrázek 36: Postup odebrání jádrového vývrtu z opěry OP4 [42].....</i>	<i>63</i>
<i>Obrázek 37: Postup provádění odtrhových zkoušek na betonovém povrchu opěry OP4 [42].....</i>	<i>64</i>
<i>Obrázek 38: Detail textury betonu po provedení odtrhových zkoušek, levá strana: prefabrikovaný beton mostních nosníků, pravá strana: beton monolitické opěry [41]</i>	<i>78</i>

Obrázek 39: Detail otevřené pryžové chráničky v místě spoje nosníků [42] 82
Obrázek 40: Detail stavu předpínací výztuže a proinjektování kabelového kanálku [42] 82

Seznam příloh

Příloha P1 – Výkresy

Příloha P2 – Vyhodnocení měření

Příloha P3 – Kontrola stavu předpětí

Příloha P4 – Poloha sond

Příloha P5 – Přepočet zatížitelnosti



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

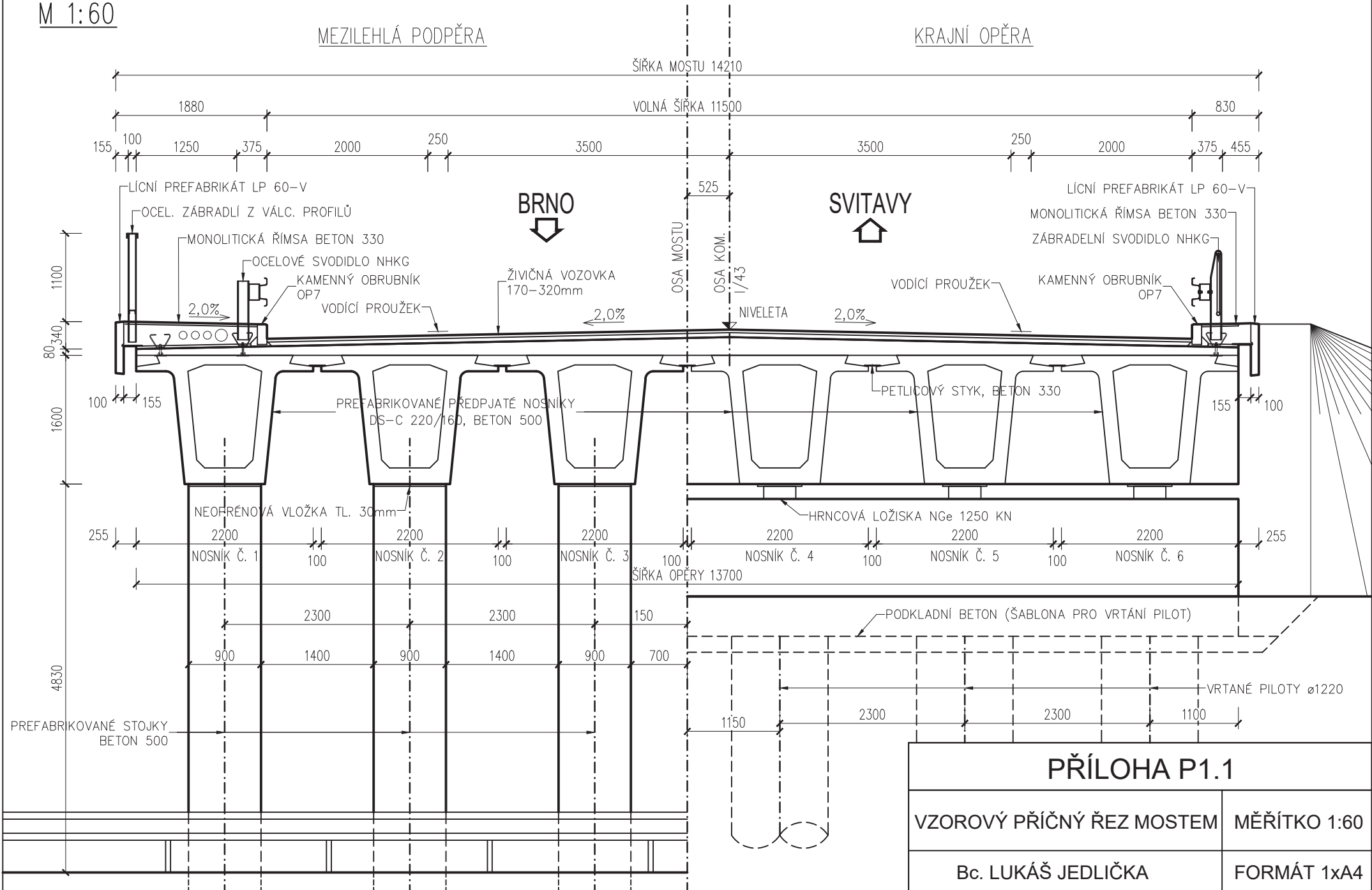
PŘÍLOHA P1 – VÝKRESY
ANNEX P1 – DRAWINGS

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ MOSTEM

M 1:60

MEZILEHLÁ PODPĚRA

KRAJNÍ OPĚRA



PŘÍLOHA P1.1

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ MOSTEM

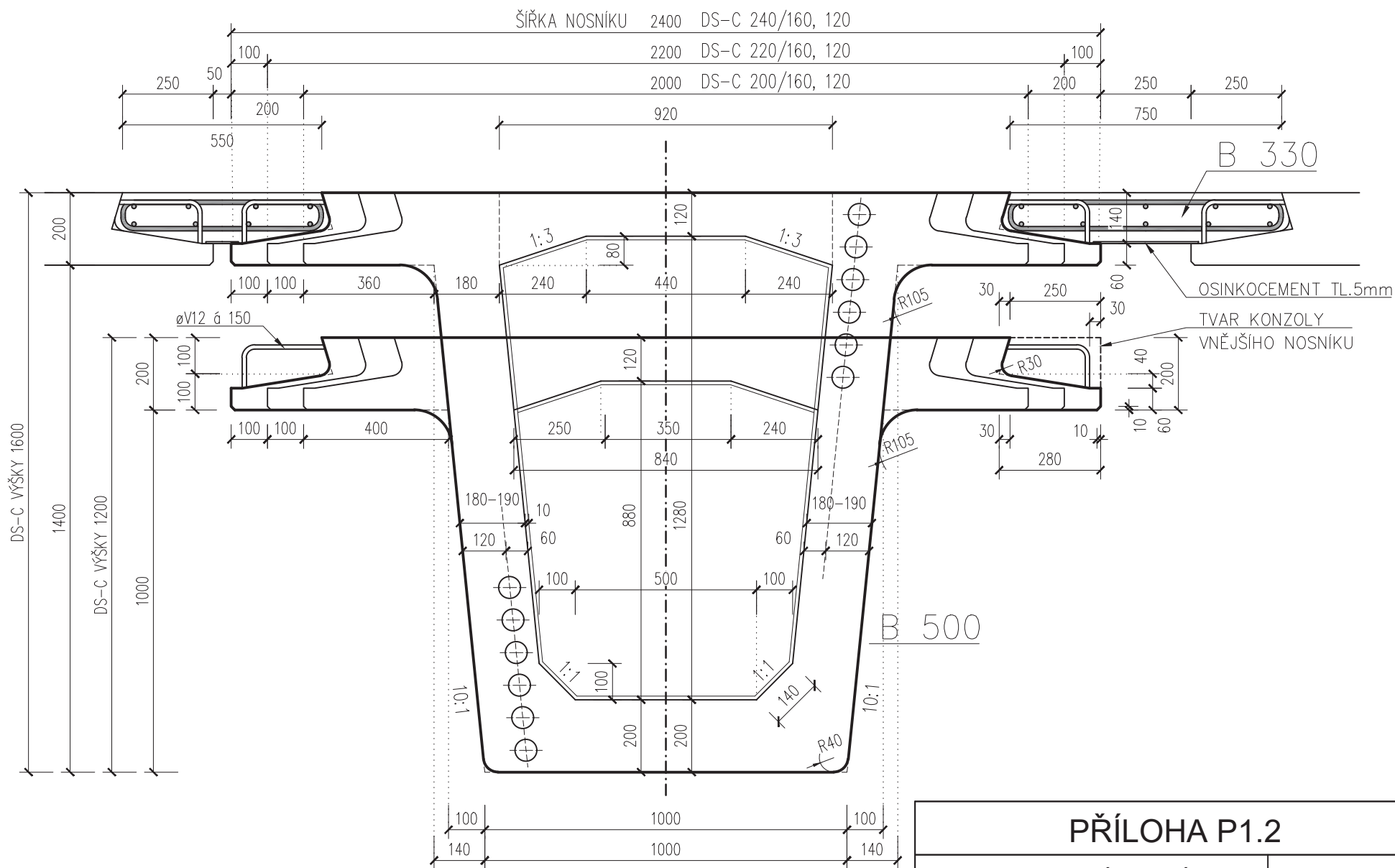
MĚŘÍTKO 1:60

Bc. LUKÁŠ JEDLIČKA

FORMÁT 1x44

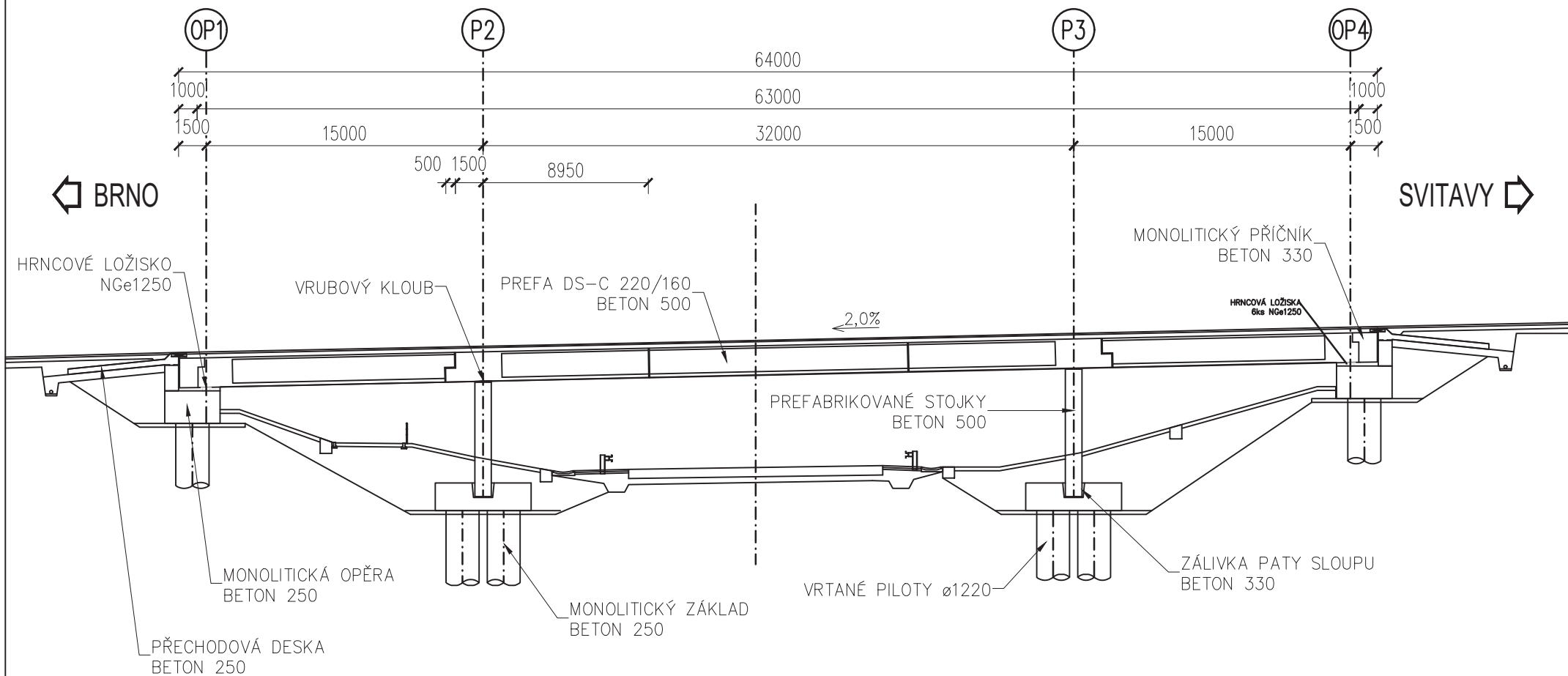
PREFABRIKOVANÝ NOSNÍK DS-C, PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1:15



SCHEMATICKÝ PODÉLNÝ ŘEZ MOSTEM

M 1:300



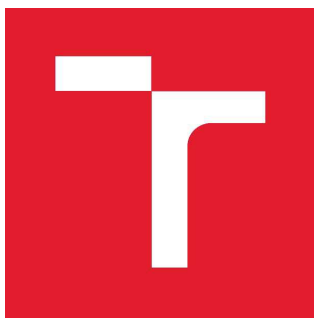
PŘÍLOHA P1.3

SCHEMATICKÝ PODÉLNÝ ŘEZ
MOSTEM

MĚŘÍTKO 1:300

Bc. LUKÁŠ JEDLIČKA

FORMÁT 1xA4



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

PŘÍLOHA P2 – VYHODNOCENÍ MĚŘENÍ

ANNEX P2 – ASSESSMENT OF MEASUREMENTS

Obsah

P2.1 NOSNÁ KONSTRUKCE – PREFABRIKOVANÉ NOSNÍKY DS-C.....	3
P2.1.1 Dokumentace odběru jádrových vývrtů	3
P2.1.1.1 Sonda VN1	3
P2.1.1.2 Sonda VN2.....	5
P2.1.1.3 Sonda VN3.....	7
P2.1.2 Vyhodnocení zkoušek na jádrových vývrtech	9
P2.1.2.1 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038.....	10
P2.1.2.2 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN EN 13791 (postup B).....	11
P2.1.3 Vyhodnocení nedestruktivního měření pomocí Schmidtova tvrdoměru.....	11
P2.1.4 Přidržnost povrchových vrstev.....	14
P2.1.4.1 Zkušební místo PN1	14
P2.1.4.2 Zkušební místo PN2	15
P2.1.4.3 Zkušební místo PN3	15
P2.2 SPODNÍ STAVBA – PREFABRIKOVANÉ MOSTNÍ STOJKY.....	17
P2.2.1 Dokumentace odběru jádrových vývrtů	17
P2.2.1.1 Sonda VP2	17
P2.2.1.2 Sonda VP3	18
P2.2.2 Vyhodnocení zkoušek na jádrových vývrtech	19
P2.2.2.1 Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038.....	20
P2.2.2.2 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN EN 13791 (postup B).....	21
P2.2.3 Vyhodnocení nedestruktivního měření pomocí Schmidtova tvrdoměru.....	22
P2.2.4 Přidržnost povrchových vrstev.....	24
P2.2.4.1 Zkušební místo PP2.....	24
P2.2.4.2 Zkušební místo PP3.....	25
P2.3 SPODNÍ STAVBA – MOSTNÍ OPĚRY.....	26
P2.3.1 Dokumentace odběru jádrových vývrtů	26
P2.3.1.1 Sonda VO1	26
P2.3.1.2 Sonda VO4.....	27
P2.3.2 Vyhodnocení zkoušek na jádrových vývrtech	28

P2.3.2.1	Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038.....	29
P2.3.2.2	Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN EN 13791 (postup B).....	30
P2.3.3	Vyhodnocení nedestruktivního měření pomocí Schmidtova tvrdoměru.....	30
P2.3.4	Přídržnost povrchových vrstev.....	33
P2.3.4.1	Zkušební místo PO1	33
P2.3.4.2	Zkušební místo PO4	34

P2.1 NOSNÁ KONSTRUKCE – PREFABRIKOVANÉ NOSNÍKY DS-C

P2.1.1 Dokumentace odběru jádrových vývrtů

P2.1.1.1 Sonda VN1

Tabulka P2. 1: Sonda VN1

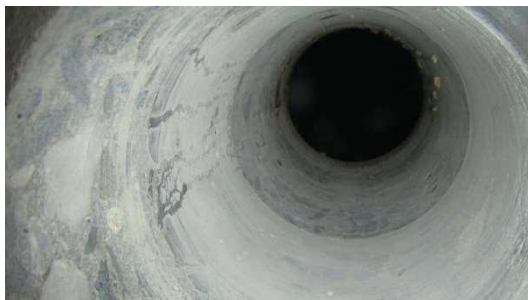
Identifikační údaje	
Označení sondy:	VN1
Datum provádění:	13.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C
Počasí při provádění:	jasno
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 4
Poloha sondy:	spodní příruba nosníku, 1. pole, vzdálenost 2,5 m od ozubu
Průměr:	ø 75 mm
Nález	
Popis nálezu:	kvalitní beton, drcené kamenivo, rovnoměrné, bez kavern a hnízd, malá pórovitost
Hloubka vrtu:	235 mm
f_{\max} :	16 mm
Míra karbonatice:	do 5 mm
Poznámka:	směr vrtání svisle nahoru



Obrázek P2. 1: Postup odběru jádrového vývrtu VN1 ze spodní příruby nosníku č. 4



Obrázek P2. 2: Délka odvrtnutí – sonda VN1



Obrázek P2. 3: Pohled do vrtu – sonda VNI



Obrázek P2. 4: Laboratorní foto vývrtu VNI před úpravou na zkušební vzorky



Obrázek P2. 5: Pohled do komory 4. nosníku 1/4



Obrázek P2. 6: Pohled do komory 4. nosníku 2/4



Obrázek P2. 7: Pohled do komory 4. nosníku 3/4



Obrázek P2. 8: Pohled do komory 4. nosníku 4/4

P2.1.1.2 Sonda VN2

Tabulka P2. 2: Sonda VN2

Identifikační údaje	
Označení sondy:	VN2
Datum provádění:	15.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	8°C/7°C
Počasí při provádění:	slunečno
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 5
Poloha sondy:	spodní příruba nosníku, 2. pole, vzdálenost 4,0 m od pilíře P3
Průměr:	ø 75 mm
Nález	
Popis nálezu:	kvalitní beton, drcené kamenivo, rovnoměrné, bez kavern a hnízd, malá pórovitost
Hloubka vrtu:	205 mm
f _{max} :	16 mm
Míra karbonatace:	do 5 mm
Poznámka:	směr vrtání svisle nahoru



Obrázek P2. 9: Pohled na zkušební místo VN2 (nosník č. 5)



Obrázek P2. 10: Délka odvrtné sondy VN2



Obrázek P2. 11: Pohled do vrtu – sonda VN2



Obrázek P2. 12: Laboratorní foto vývrtu VN2 před úpravou na zkušební vzorky



Obrázek P2. 13: Zapravení zkušebního otvoru pomocí sanační malty



Obrázek P2. 14: Pohled do komory 5. nosníku 1/3



Obrázek P2. 15: Pohled do komory 5. nosníku 2/3



Obrázek P2. 16: Pohled do komory 5. nosníku 3/3

P2.1.1.3 Sonda VN3

Tabulka P2. 3: Sonda VN3

Identifikační údaje	
Označení sondy:	VN3
Datum provádění:	13.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C
Počasí při provádění:	jasno
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 2
Poloha sondy:	spodní příruba nosníku, 3. pole, vzdálenost 1,5 m od opěry OP4
Průměr:	ø 75 mm
Nález	
Popis nálezu:	kvalitní beton, drcené kamenivo, rovnoměrné, bez kavern a hnízd, malá pórovitost
Hloubka vrtu:	235 mm
f _{max} :	16 mm
Míra karbonatace:	do 5 mm
Poznámka:	směr vrtání svisle nahoru



Obrázek P2. 17: Pohled na zkušební místo VN3 (nosník č. 2)



Obrázek P2. 18: Délka odvrtu – sonda VN3



Obrázek P2. 19: Pohled na zkušební místo VN3 (nosník č. 2)



Obrázek P2. 20: Laboratorní foto vývrtní VN3 před úpravou na zkušební vzorky



Obrázek P2. 21: Pohled do komory 2. nosníku 1/2



Obrázek P2. 22: Makrotextura betonu uvnitř komory 2. nosníku 1/2



Obrázek P2. 23: Makrotextura betonu uvnitř komory 2. nosníku 2/2



Obrázek P2. 24: Pohled do komory 2. nosníku 2/2

P2.1.2 Vyhodnocení zkoušek na jádrových vývrtech

Tabulka P2. 4: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 1/2

ozn. vzorku	rozměry			hmotnost	objemová hmotnost		síla při porušení
	průměr	délka	plocha				
	d	l	A	m	D		F _{max}
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[g]	[kg/m ³]		[kN]
VN 1.1	74,21	77,67	4325	781,8	2330	2320	275,1
VN 1.2	74,09	77,63	4311	773,8	2310		309,8
VN 2.1	74,09	77,31	4311	774,4	2320		269,9
VN 2.2	74,10	78,20	4312	780,1	2310		276,8
VN 3.1	74,08	77,65	4310	783,1	2340		307,5
VN 3.2	74,17	78,02	4321	782,9	2320		279,2

Tabulka P2. 5: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 2/2

ozn. vzorku	štíhlost vzorku	opravný součinitel	převodní součinitel	pevnost	válcová pevnost	převodní součinitel	krychelná pevnost
	λ	$K_{c,cyl}$	$K_{c,cyl}$	f_c	$f_{c,cyl}$	$K_{c,cube}$	$f_{c,cube}$
	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
VN 1.1	1,047	0,865	0,928	63,6	51,1	1,207	61,6
VN 1.2	1,048	0,866	0,928	71,9	57,7	1,194	68,9
VN 2.1	1,043	0,864	0,928	62,6	50,2	1,209	60,7
VN 2.2	1,055	0,868	0,928	64,2	51,7	1,206	62,3
VN 3.1	1,048	0,866	0,928	71,3	57,3	1,195	68,5
VN 3.2	1,052	0,867	0,928	64,6	52,0	1,206	62,7

P2.1.2.1 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038

Tabulka P2. 6: Statistické vyhodnocení souboru výsledků na zkušebních tělesech (prefabrikované nosníky DS-C)

Objemová hmotnost betonu	$D = 2320 \text{ kg/m}^3$
Min. krychlená pevnost betonu	$m_{min} = 60,7 \text{ MPa}$
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$m_x = \frac{\sum f_{c,cube}}{n} = 64,1 \text{ MPa}$
Výběrová směrodatná odchylka krychlené pevnosti v betonu	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 3,6 \text{ MPa}$
Variační koeficient	$v_x = \frac{s_x}{\bar{x}} * 100 = 5,63\%$
Počet platných vzorků	$n = 6 \text{ platných}$
Součinitel odhadu 5ti % kvantilu	$k_n = 1,77$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$X_{k,is} = m_x(1 - k_{n,X}V_x) = 57,8 \text{ MPa}$
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 45/55
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	600

P2.1.2.2 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN EN 13791 (postup B)

Tabulka P2. 7: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle postupu B normy ČSN EN 13791 (prefabrikované nosníky DS-C)

Počet platných vzorků	$n = 6$ platných
Min. krychlená pevnost betonu	$f_{is,nejmenší} = 60,7 \text{ MPa}$
Sřední hodnota krychlené pevnosti betonu	$f_{m(n),is} = \frac{\sum f_{c,cube}}{n} = 64,1 \text{ MPa}$
Krajní mez příslušící malému počtu výsledků zkoušek	$k = 7 \ (3 \leq n \leq 6)$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck,is} = \min\{f_{m(n),is} - k; f_{is,nejmenší} + 4\}$ $= \min\{57,1; 64,7\}$ $= 57,1 \text{ MPa}$
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 55/67
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	600

P2.1.3 Vyhodnocení nedestruktivního měření pomocí Schmidtova tvrdoměru

Tabulka P2. 8: Naměřené hodnoty a vyhodnocení NDT měření na prefabrikovaných nosnicích DS-C

zk. místo	směr	hodnoty odrazu										n _{plat}	f _{be,i} [MPa]	α _t [-]	α _w [-]	α [-]	f _{b,i} [MPa]	f _b [MPa]	
		I) hodnota odrazu, II) přepočet směru																	
		č.o.	1	2	3	4	5	6	7	8	9								10
1	↑	I)	60	58	60	62	58	60	58	58	60	56	10	68,5	0,90	1,00	0,93	57,3	57,78
		II)	70	67	70	74	67	70	67	67	70	63							
2	↑	I)	58	56	58	62	64	58	58	56	64	58	10	69,1	0,90	1,00	0,93	57,8	
		II)	67	63	67	74	78	67	67	63	78	67							
3	↑	I)	54	64	58	62	56	60	58	58	56	56	10	67,2	0,90	1,00	0,93	56,2	
		II)	60	78	67	74	63	70	67	67	63	63							
4	↑	I)	58	62	62	58	58	56	58	57	56	58	10	67,4	0,90	1,00	0,93	56,4	
		II)	67	74	74	67	67	63	67	65	63	67							
5	↑	I)	58	58	64	58	58	58	60	60	56	58	10	68,3	0,90	1,00	0,93	57,2	
		II)	67	67	78	67	67	67	70	70	63	67							
6	↑	I)	58	60	58	56	58	58	64	58	56	54	10	66,9	0,90	1,00	0,93	56,0	
		II)	67	70	67	63	67	67	78	67	63	60							

zk. místo	směr	hodnoty odrazu										n _{plat}	f _{be,i} [MPa]	α _t [-]	α _w [-]	α [-]	f _{b,i} [MPa]	f _b [MPa]	
		I) hodnota odrazu, II) přepoččet směru																	
		č.o.	1	2	3	4	5	6	7	8	9								10
7	↑	I)	58	58	56	58	58	56	58	60	56	62	10	66,8	0,90	1,00	0,93	55,9	
		II)	67	67	63	67	67	63	67	70	63	74							
8	↑	I)	64	60	61	60	58	60	60	56	58	60	10	69,7	0,90	1,00	0,93	58,3	
		II)	78	70	72	70	67	70	70	63	67	70							
9	↑	I)	61	55	55	58	60	56	57	60	60	58	10	66,8	0,90	1,00	0,93	55,9	
		II)	72	62	62	67	70	63	65	70	70	67							
10	↑	I)	63	64	59	56	58	60	54	58	56	58	10	67,9	0,90	1,00	0,93	56,8	
		II)	76	78	68	63	67	70	60	67	63	67							
11	↑	I)	56	58	60	56	57	57	60	58	56	57	10	65,8	0,90	1,00	0,93	55,1	
		II)	63	67	70	63	65	65	70	67	63	65							
12	↑	I)	64	60	61	60	58	60	60	56	58	60	10	69,7	0,90	1,00	0,93	58,3	
		II)	78	70	72	70	67	70	70	63	67	70							
13	↑	I)	60	60	63	57	66	54	60	62	58	62	10	70,7	0,90	1,00	0,93	59,2	
		II)	70	70	76	65	81	60	70	74	67	74							
14	↑	I)	59	62	59	58	58	59	62	58	60	60	10	69,3	0,90	1,00	0,93	58,0	
		II)	68	74	68	67	67	68	74	67	70	70							
15	↑	I)	56	59	60	58	57	64	60	58	60	56	10	68,1	0,90	1,00	0,93	57,0	
		II)	63	68	70	67	65	78	70	67	70	63							
16	↑	a)	62	63	67	58	57	58	59	63	57	56	10	70,4	0,90	1,00	0,93	58,9	
		II)	74	76	83	67	65	67	68	76	65	63							
17	↑	I)	57	60	66	58	57	58	56	56	58	58	10	67,5	0,90	1,00	0,93	56,5	
		II)	65	70	81	67	65	67	63	63	67	67							
18	↑	I)	58	62	64	62	64	64	60	62	58	58	10	72,7	0,90	1,00	0,93	60,8	
		II)	67	74	78	74	78	78	70	74	67	67							
19	↑	I)	58	62	64	62	64	64	60	62	58	58	10	72,7	0,90	1,00	0,93	60,8	
		II)	67	74	78	74	78	78	70	74	67	67							
20	↑	I)	60	60	60	62	60	64	58	58	60	58	10	70,3	0,90	1,00	0,93	58,8	
		II)	70	70	70	74	70	78	67	67	70	67							
21	↑	I)	58	62	58	60	64	60	60	64	60	58	10	71,1	0,90	1,00	0,93	59,5	
		II)	67	74	67	70	78	70	70	78	70	67							
22	↑	I)	58	64	58	62	66	58	58	56	60	60	10	70,4	0,90	1,00	0,93	58,9	
		II)	67	78	67	74	81	67	67	63	70	70							
23	↑	I)	60	62	56	62	60	60	58	62	58	64	10	70,7	0,90	1,00	0,93	59,2	
		II)	70	74	63	74	70	70	67	74	67	78							
24	↑	I)	56	56	58	60	58	62	60	58	64	60	10	68,9	0,90	1,00	0,93	57,7	
		II)	63	63	67	70	67	74	70	67	78	70							

Tabulka P2. 9: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření Schmidovým tvrdoměrem (prefabrikované nosníky DS-C)

Počet zkušebních míst	$n = 24$ měření
Počet platných měření	$n_{plat.} = 24$ měření
Způsob provádění zkoušky	<i>směr svisle nahoru</i>
Střední hodnota krychelné pevnosti betonu zjištěná na jádrových vývrtech	$f_{b,jv} = 64,1$ MPa
Opravný součinitel α	$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n f_{bi}}{\sum_{i=1}^n f_{bei}} = \frac{f_{b,jv}}{f_{be}} = \frac{64,1}{69,0} = 0,93$
Min. krychlená pevnost betonu	$f_{be,min} = 55,1$ MPa
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$f_{be} = \frac{\sum f_{be,i}}{n} = 57,8$ MPa
Výběrová směrodatná odchylka	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 1,6$ MPa
Reziduální směrodatná odchylka	$s_{rez,e} = 2,5$ MPa
Variační koeficient	$V_x = \frac{s_x}{\bar{x}} * 100 = 2,7$ %
Posouzení rovnoměrnosti betonu	$V_x = 2,7$ % $\leq 12,0$ % ... <i>vyhoví</i> \rightarrow <i>beton je stejnoměrný</i>
Výběrová směrodatná odchylka	$s_r = \sqrt{s_x^2 + s_{rez,e}^2} = 2,97$ MPa
Součinitel odhadu 5ti % kvantilu	$\beta_e = 1,70$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_b = f_{be} - s_r \beta_e = 52,8$ MPa
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 40/50
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	500

P2.1.4 Přídržnost povrchových vrstev

P2.1.4.1 Zkušební místo PN1

Tabulka P2. 10: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PN1

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PN1		
Datum provádění:	13.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C		
Počasí při provádění:	jasno		
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 2		
Poloha sondy:	spodní příruba ve vzdálenosti cca 2 m od příčnicku opěry OP1		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	5,13	5,22	A-100 %
2.	4,73		A-100 %
3.	5,80		A-100 %

P2.1.4.2 Zkušební místo PN2

Tabulka P2. 11: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkuš. místě PN2

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PN2		
Datum provádění:	15.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	8°C/7°C		
Počasí při provádění:	slunečno		
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 5		
Poloha sondy:	spodní příruba, 2. pole ve vzdálenosti 3,0 m od líce podpěry P3		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	4,95	4,91	A-100 %
2.	4,51		A-100 %
3.	5,26		A-100 %

P2.1.4.3 Zkušební místo PN3

Tabulka P2. 12: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PN3

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PN3		
Datum provádění:	15.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	8°C/7°C		
Počasí při provádění:	slunečno		
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 1		
Poloha sondy:	spodní příruba, 3. pole ve vzdálenosti 4,0 m od líce koncového příčníku opěry OP4		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	5,81	5,83	A-100 %
2.	6,33		A-100 %
3.	5,36		A-100 %



Obrázek P2. 25: Úprava zkušebního místa PN1 s nalepenými zkušebními terči



Obrázek P2. 26: Zkušební místo PN1 po provedené odtrhové zkoušce



Obrázek P2. 27: Zkušební místo PN3s nalepenými zkušebními terči



Obrázek P2. 28: Trhací automatický přístroj Proceq DYNA DY-216

P2.2 SPODNÍ STAVBA – PREFABRIKOVANÉ MOSTNÍ STOJKY

P2.2.1 Dokumentace odběru jádrových vývrtů

P2.2.1.1 Sonda VP2

Tabulka P2. 13: Sonda VP2

Identifikační údaje	
Označení sondy:	VP2
Datum provádění:	13.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C
Počasí při provádění:	jasno
Detail konstrukce:	prefabrikovaná mostní stojka č. 2, podpěra P2
Poloha sondy:	výška vrtu cca 1,0 m nad úroveň zpevněného terénu, strana od odbočné komunikace
Průměr:	ø 100 mm
Nález	
Popis nálezu:	kvalitní beton, drcené kamenivo, rovnoměrné, bez kavern a hnízd, malá pórovitost
Hloubka vrtu:	430 mm
f_{\max} :	16 mm
Míra karbonatace:	10 mm
Poznámka:	směr vrtání vodorovně



Obrázek P2. 29: Postup odběru jádrového vývrtu VP2 z mostního pilíře



Obrázek P2. 30: Laboratorní foto jádrového vývrtu VP2 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky

P2.2.1.2 Sonda VP3

Tabulka P2. 14: Sonda VP3

Identifikační údaje	
Označení sondy:	VP3
Datum provádění:	13.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C
Počasí při provádění:	jasno
Detail konstrukce:	prefabrikovaná mostní stojka č. 5, podpěra P3
Poloha sondy:	výška vrtu cca 1,5 m nad úroveň zpevněného terénu svahu, pravá strana pilíře ve směru staničení převáděné komunikace
Průměr:	ø 100 mm
Nález	
Popis nálezu:	kvalitní beton, drcené kamenivo, rovnoměrné, bez kavern a hnízd, malá pórovitost
Hloubka vrtu:	420 mm
f_{\max} :	16 mm
Míra karbonatice:	10 mm
Poznámka:	směr vrtání vodorovně



Obrázek P2. 31: Zkušební místo pro odběr jádrového vývrtu VP3



Obrázek P2. 32: Hloubka provedeného jádrového vývrtu VP3



Obrázek P2. 33: Pohled do provedeného vývrtního otvoru v pilíři (sonda VP3)



Obrázek P2. 34: Laboratorní foto jádrového vývrtního otvoru VP3 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky

P2.2.2 Vyhodnocení zkoušek na jádrových vývrtech

Tabulka P2. 15: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 1/2

ozn. vzorku	rozměry			hmotnost	objemová hmotnost		síla při porušení
	průměr	délka	plocha				
	d	l	A	m	D		F _{max}
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[g]	[kg/m ³]		[kN]
VP 2.1	99,18	102,67	7726	1812,5	2290	2300	435,8
VP 2.2	99,18	102,70	7726	1814,2	2290		451,9
VP 2.3	99,10	102,85	7713	1821,3	2300		494,6
VP 3.1	99,10	102,93	7713	1820,3	2290		470,3
VP 3.2	99,16	102,99	7723	1829,2	2300		490,4
VP 3.3	99,13	103,01	7718	1835,6	2310		503,2

Tabulka P2. 16: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 2/2

ozn. vzorku	štíhlost vzorku	opravný součinitel	převodní součinitel	pevnost	válcová pevnost	převodní součinitel	krychelná pevnost
	λ	$K_{c,cy}$	$K_{c,cyl}$	f_c	$f_{c,cyl}$	$K_{c,cube}$	$f_{c,cube}$
	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
VP 2.1	1,035	0,862	0,949	56,4	46,1	1,216	56,1
VP 2.2	1,035	0,862	0,949	58,5	47,8	1,213	58,0
VP 2.3	1,038	0,863	0,949	64,1	52,5	1,204	63,2
VP 3.1	1,039	0,863	0,949	61,0	49,9	1,209	60,4
VP 3.2	1,039	0,863	0,949	63,5	52,0	1,205	62,7
VP 3.3	1,039	0,863	0,949	65,2	53,4	1,203	64,2

P2.2.2.1 Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038

Tabulka P2. 17: Statistické vyhodnocení souboru výsledků na zkušebních tělesech (prefabrikované stojky)

Objemová hmotnost betonu	$D = 2300 \text{ kg/m}^3$
Min. krychlená pevnost betonu	$m_{min} = 56,1 \text{ MPa}$
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$m_x = \frac{\sum f_{c,cube}}{n} = 60,8 \text{ MPa}$
Výběrová směrodatná odchylka krychelné pevnosti v betonu	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 3,2 \text{ MPa}$
Variační koeficient	$v_x = \frac{s_x}{\bar{x}} * 100 = 5,25 \%$
Počet platných vzorků	$n = 6 \text{ platných}$
Součinitel odhadu 5ti % kvantilu	$k_{n,X} = 1,77$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$X_{k,is} = m_x(1 - k_{n,X}V_x) = 55,2 \text{ MPa}$
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 45/55
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	600

P2.2.2.2 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN EN 13791 (postup B)

Tabulka P2. 18: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle postupu B normy ČSN EN 13791 (prefabrikované stojky)

Počet platných vzorků	$n = 6$ platných
Min. krychlená pevnost betonu	$f_{is,nejmenší} = 56,1 \text{ MPa}$
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$f_{m(n),is} = \frac{\sum f_{c,cube}}{n} = 60,8 \text{ MPa}$
Krajní mez příslušící malému počtu výsledků zkoušek	$k = 7 \ (3 \leq n \leq 6)$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck,is} = \min\{f_{m(n),is} - k; f_{is,nejmenší} + 4\}$ $= \min\{53,8; 60,1\}$ $= 53,8 \text{ MPa}$
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 50/60
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	600

P2.2.3 Vyhodnocení nedestruktivního měření pomocí Schmidtova tvrdoměru

Tabulka P2. 19: Naměřené hodnoty a vyhodnocení NDT měření na prefabrikovaných stojkách

zk. místo	směr	hodnoty odrazu										n _{plat}	f _{be,i} [MPa]	α _t [-]	α _w [-]	α [-]	f _{b,i} [MPa]	f _b [MPa]	
		I) hodnota odrazu, II) přepočít směřu																	
		č.o.	1	2	3	4	5	6	7	8	9								10
1	↑	I)	60	54	60	56	58	58	56	56	54	56	10	70,2	0,90	1,00	0,91	57,5	54,6
		II)	76	65	76	69	72	72	69	69	65	69							
2	↑	I)	56	58	58	54	58	56	58	52	56	58	10	69,4	0,90	1,00	0,91	56,8	
		II)	69	72	72	65	72	69	72	62	69	72							
3	↑	I)	58	58	56	52	56	58	59	59	56	58	10	70,5	0,90	1,00	0,91	57,7	
		II)	72	72	69	62	69	72	74	74	69	72							
4	↑	I)	54	58	56	53	64	54	54	62	54	54	10	69,2	0,90	1,00	0,91	56,7	
		II)	65	72	69	64	83	65	65	79	65	65							
5	↑	I)	52	54	51	50	58	52	56	58	58	51	10	65,5	0,90	1,00	0,91	53,6	
		II)	62	65	61	59	72	62	69	72	72	61							
6	↑	I)	50	48	48	51	46	48	56	50	51	56	10	59,5	0,90	1,00	0,91	48,7	
		II)	59	55	55	61	52	55	69	59	61	69							
7	↑	I)	54	60	56	58	52	50	50	56	54	56	10	66,5	0,90	1,00	0,91	54,5	
		II)	65	76	69	72	62	59	59	69	65	69							
8	↑	I)	56	52	50	56	50	56	50	50	58	52	10	63,9	0,90	1,00	0,91	52,3	
		II)	69	62	59	69	59	69	59	59	72	62							
9	↑	I)	56	56	56	54	56	58	57	54	54	56	10	68,3	0,90	1,00	0,91	55,9	
		II)	69	69	69	65	69	72	71	65	65	69							
10	↑	I)	55	56	52	56	52	50	54	56	60	50	10	65,7	0,90	1,00	0,91	53,8	
		II)	67	69	62	69	62	59	65	69	76	59							
11	↑	I)	62	52	50	58	56	54	57	57	56	54	10	68,2	0,90	1,00	0,91	55,9	
		II)	79	62	59	72	69	65	71	71	69	65							
12	↑	I)	54	54	50	52	56	50	56	56	56	58	10	65,8	0,90	1,00	0,91	53,9	
		II)	65	65	59	62	69	59	69	69	69	72							
13	↑	I)	56	51	48	56	58	50	56	52	50	56	10	64,4	0,90	1,00	0,91	52,7	
		II)	69	61	55	69	72	59	69	62	59	69							
14	↑	I)	58	56	58	54	56	58	54	56	62	56	10	70,1	0,90	1,00	0,91	57,4	
		II)	72	69	72	65	69	72	65	69	79	69							
15	↑	I)	54	53	54	56	54	56	56	52	54	52	10	65,5	0,90	1,00	0,91	53,6	
		II)	65	64	65	69	65	69	69	62	65	62							
16	↑	a)	52	54	50	54	56	52	54	56	51	56	10	64,6	0,90	1,00	0,91	52,9	
		II)	62	65	59	65	69	62	65	69	61	69							

Tabulka P2. 20: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření Schmidovým tvrdoměrem (prefabrikované stojky)

Počet zkušebních míst	$n = 16$ měření
Počet platných měření	$n_{plat.} = 16$ měření
Způsob provádění zkoušky	směr vodorovně
Střední hodnota krychelné pevnosti betonu zjištěná na jádrových vývrtech	$f_{b,jv} = 60,8$ MPa
Opravný součinitel α	$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n f_{bi}}{\sum_{i=1}^n f_{bei}} = \frac{f_{b,jv}}{f_{be}} = \frac{60,8}{66,7} = 0,91$
Min. krychlená pevnost betonu	$f_{be,min} = 48,7$ MPa
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$f_{be} = \frac{\sum f_{be,i}}{n} = 54,6$ MPa
Výběrová směrodatná odchylka	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 2,4$ MPa
Reziduální směrodatná odchylka	$s_{rez,e} = 2,5$ MPa
Variační koeficient	$V_x = \frac{s_x}{\bar{x}} * 100 = 4,4$ %
Posouzení rovnoměrnosti betonu	$V_x = 4,4$ % $\leq 12,0$ % ... vyhoví → beton je stejnoměrný
Výběrová směrodatná odchylka	$s_r = \sqrt{s_x^2 + s_{rez,e}^2} = 3,47$ MPa
Součinitel odhadu 5ti % kvantilu	$\beta_e = 1,73$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_b = f_{be} - s_r \beta_e = 48,6$ MPa
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 35/45
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	500

P2.2.4 Přídržnost povrchových vrstev

P2.2.4.1 Zkušební místo PP2

Tabulka P2. 21: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PP2

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PP2		
Datum provádění:	13.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C		
Počasí při provádění:	jasno		
Detail konstrukce:	prefabrikovaná stojka č. 5, podpora P2		
Poloha sondy:	čelní strana od 1. pole, výška cca 1,5 m nad úrovní zpevněného terénu svahu		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	4,65	4,34	A-100 %
2.	4,27		A-100 %
3.	4,11		A-100 %



Obrázek P2. 35: Pohled na zkušební místo PP2 s nalepenými zkušebními terči



Obrázek P2. 36: Provádění odtrhové zkoušky pomocí automatického trhacího přístroje Proceq DYNA DY-16

P2.2.4.2 Zkušební místo PP3

Tabulka P2. 22: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PP3

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PP3		
Datum provádění:	15.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	8°C/7°C		
Počasí při provádění:	slunečno		
Detail konstrukce:	prefabrikovaná stojka č. 1, podpěra P3		
Poloha sondy:	zadní strana ve smyslu staničení (ze 3. pole), výška cca 1,0 m nad úrovní zpevněného terénu svahu		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	4,39	4,38	A-100 %
2.	4,68		A-100 %
3.	4,19		A-100 %



Obrázek P2. 37: Pohled na zkušební místo PP3 s nalepenými zkušebními terči



Obrázek P2. 38: Makrotextura betonu po provedené odtrhové zkoušce – u všech tří zkušební vzorků došlo k porušení v podkladu

P2.3 SPODNÍ STAVBA – MOSTNÍ OPĚRY

P2.3.1 Dokumentace odběru jádrových vývrtů

P2.3.1.1 Sonda VO1

Tabulka P2. 23: Sonda VO1

Identifikační údaje	
Označení sondy:	VO1
Datum provádění:	13.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C
Počasí při provádění:	jasno
Detail konstrukce:	monolitická opěra OP1
Poloha sondy:	v úrovni pod 3. nosníkem, výška cca 0,5 m od zpevněného svahu
Průměr:	ø 100 mm
Nález	
Popis nálezu:	drcené kamenivo, beton s nízkou porozitou
Hloubka vrtu:	415 mm
f_{\max} :	22 mm
Míra karbonatice:	15–20 mm
Poznámka:	směr vrtání vodorovně, povrchová úprava – omítka, navrtána výztuž v hloubce 120 mm



Obrázek P2. 39: Pohled na zkušební místo VO1 (opěra OP1)



Obrázek P2. 40: Hloubka provedeného jádrového vývrtu VO1



Obrázek P2. 41: Pohled do provedeného vývrtu v pilíři (sonda VO1)



Obrázek P2. 42: Laboratorní foto jádrového vývrtu VO1 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky

P2.3.1.2 Sonda VO4

Tabulka P2. 24: Sonda VO4

Identifikační údaje	
Označení sondy:	VO4
Datum provádění:	13.2.2019
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C
Počasí při provádění:	jasno
Detail konstrukce:	monolitická opěra OP1
Poloha sondy:	v úrovni pod 3. nosníkem, výška cca 0,5 m od zpevněného svahu
Průměr:	ø 100 mm
Nález	
Popis nálezu:	drcené kamenivo, beton s nízkou porozitou
Hloubka vrtu:	410 mm
f_{\max} :	22 mm
Míra karbonatice:	40 mm
Poznámka:	směr vrtání vodorovně, povrchová úprava – omítka, navrtána výztuž v hloubce 120 mm



Obrázek P2. 43: Pohled na zkušební místo VO4 (opěra OP4)



Obrázek P2. 44: Hloubka provedeného jádrového vývrtnu VO4



Obrázek P2. 45: Pohled do provedeného vývrtnu v pilíři (sonda VO4)



Obrázek P2. 46: Laboratorní foto jádrového vývrtnu VO4 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky

P2.3.2 Vyhodnocení zkoušek na jádrových vývrtech

Tabulka P2. 25: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 1/2

ozn. vzorku	rozměry			hmotnost	objemová hmotnost		síla při porušení
	průměr	délka	plocha				
	d [mm]	l [mm]	A [mm ²]	m [g]	D [kg/m ³]	F _{max} [kN]	
VO 1.1	99,17	103,12	7724	1749,1	2200	2200	255,1
VO 1.2	99,13	103,08	7718	1751,3	2200		222,7
VO 1.3	99,08	102,58	7710	1732,8	2190		220,1
VO 4.1	99,19	103,75	7727	1752,1	2190		241,2
VO 4.2	99,20	103,69	7729	1766,2	2200		238,7
VO 4.3	99,19	103,22	7727	1748,2	2190		239,1

Tabulka P2. 26: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 2/2

ozn. vzorku	štíhlost vzorku	opravný součinitel	převodní součinitel	pevnost	válcová pevnost	převodní součinitel	krychelná pevnost
	λ	$\kappa_{c,cy}$	$\kappa_{c,cyl}$	f_c	$f_{c,cyl}$	$\kappa_{c,cube}$	$f_{c,cube}$
	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
VO 1.1	1,040	0,863	0,949	33,0	27,1	1,245	33,7
VO 1.2	1,040	0,863	0,949	28,9	23,6	1,248	29,5
VO 1.3	1,035	0,862	0,949	28,5	23,4	1,248	29,1
VO 4.1	1,046	0,865	0,949	31,2	25,6	1,246	31,9
VO 4.2	1,045	0,865	0,949	30,9	25,3	1,246	31,6
VO 4.3	1,041	0,864	0,949	30,9	25,4	1,246	31,6

P2.3.2.1 Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038

Tabulka P2. 27: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření na zkušebních tělesech (monolitické opěry)

Objemová hmotnost betonu	$D = 2200 \text{ kg/m}^3$
Min. krychlená pevnost betonu	$m_{min} = 29,1 \text{ MPa}$
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$m_{is} = \frac{\sum f_{c,cube}}{n} = 31,2 \text{ MPa}$
Výběrová směrodatná odchylka krychlené pevnosti v betonu	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 1,7 \text{ MPa}$
Variační koeficient	$v_x = \frac{s_x}{\bar{x}} * 100 = 5,38 \%$
Počet platných vzorků	$n = 6 \text{ platných}$
Součinitel odhadu 5ti % kvantilu	$k_{n,x} = 1,77$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$X_{k,is} = m_x(1 - k_{n,x}v_x) = 27,6 \text{ MPa}$
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 20/25
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	330

P2.3.2.2 Vyhodnocení třídy betonu dle ČSN EN 13791 (postup B)

Tabulka P2. 28: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle postupu B normy ČSN EN 13791 (monolitické opěry)

Počet platných vzorků	$n = 6$ platných
Min. krychlená pevnost betonu	$f_{is,nejmenší} = 29,1 \text{ MPa}$
Sřední hodnota krychlené pevnosti betonu	$f_{m(n),is} = \frac{\sum f_{c,cube}}{n} = 31,2 \text{ MPa}$
Krajní mez příslušící malému počtu výsledků zkoušek	$k = 7 (3 \leq n \leq 6)$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_{ck,is} = \min\{f_{m(n),is} - k; f_{is,nejmenší} + 4\}$ $= \min\{24,2; 33,1\}$ $= 24,2 \text{ MPa}$
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 20/25
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	250

P2.3.3 Vyhodnocení nedestruktivního měření pomocí Schmidtova tvrdoměru

Tabulka P2. 29: Naměřené hodnoty a vyhodnocení NDT měření na opěrách

zk. místo	směr	hodnoty odrazu										n _{plat}	f _{be,i} [Mpa]	α _t [-]	α _w [-]	α [-]	f _{b,i} [MPa]	f _b [MPa]	
		I) hodnota odrazu, II) přepočet směru																	
		č.o.	1	2	3	4	5	6	7	8	9								10
1	↑	I)	42	36	43	40	42	40	40	38	43	38	10	41,0	0,90	1,00	0,93	34,3	33,78
		II)	44	33	46	41	44	41	41	37	46	37							
2	↑	I)	44	40	42	38	38	44	38	40	40	40	10	41,5	0,90	1,00	0,93	34,7	
		II)	48	41	44	37	37	48	37	41	41	41							
3	↑	I)	38	36	42	38	36	42	36	36	40	38	10	37,2	0,90	1,00	0,93	31,1	
		II)	37	33	44	37	33	44	33	33	41	37							
4	↑	I)	40	38	40	34	36	32	40	34	40	45	8	36,8	0,90	1,00	0,93	30,8	
		II)	41	37	41	30	33	-	41	30	41	-							
5	↑	I)	40	40	42	40	40	42	40	38	36	34	9	40,3	0,90	1,00	0,93	33,8	
		II)	41	41	44	41	41	44	41	37	33	-							
6	↑	I)	36	38	38	36	42	38	38	42	36	40	10	37,6	0,90	1,00	0,93	31,5	
		II)	33	37	37	33	44	37	37	44	33	41							
7	↑	I)	36	38	40	44	40	38	44	36	35	44	7	36,3	0,90	1,00	0,93	30,4	

zk. místo	směr	hodnoty odrazu										n _{plat}	f _{be,i}	α _t	α _w	α	f _{b,i}	f _b	
		I) hodnota odrazu, II) přepočet směru																	
		č.o.	1	2	3	4	5	6	7	8	9								10
		II)	33	37	41	-	41	37	-	33	32								-
8	↑	I)	38	42	42	48	40	38	44	38	46	40	9	42,3	0,90	1,00	0,93	35,4	
		II)	37	44	44	-	41	37	48	37	52	41							
9	↑	I)	42	42	46	38	42	46	38	40	38	42	8	41,0	0,90	1,00	0,93	34,3	
		II)	44	44	-	37	44	-	37	41	37	44							
10	↑	I)	38	42	40	40	42	42	46	44	40	40	9	42,3	0,90	1,00	0,93	35,4	
		II)	37	44	41	41	44	44	-	48	41	41							
11	↑	I)	40	42	38	40	46	41	40	42	36	38	9	40,0	0,90	1,00	0,93	33,5	
		II)	41	44	37	41	-	42	41	44	33	37							
12	↑	I)	40	42	36	40	36	38	40	40	42	36	10	38,8	0,90	1,00	0,93	32,5	
		II)	41	44	33	41	33	37	41	41	44	33							
13	↑	I)	35	42	42	44	44	40	36	44	40	38	8	43,9	0,90	1,00	0,93	36,7	
		II)	-	44	44	48	48	41	-	48	41	37							
14	↑	I)	46	38	38	40	42	41	38	42	40	40	9	40,4	0,90	1,00	0,93	33,9	
		II)	-	37	37	41	44	42	37	44	41	41							
15	↑	I)	46	40	40	44	40	38	37	39	38	44	9	40,8	0,90	1,00	0,93	34,1	
		II)	-	41	41	48	41	37	35	39	37	48							
16	↑	a)	38	40	42	41	38	46	38	38	42	40	9	40,0	0,90	1,00	0,93	33,5	
		II)	37	41	44	42	37	-	37	37	44	41							
17	↑	I)	38	40	42	36	40	46	40	38	42	40	9	39,9	0,90	1,00	0,93	33,4	
		II)	37	41	44	33	41	-	41	37	44	41							
18	↑	I)	38	36	36	40	42	38	36	44	40	40	9	37,8	0,90	1,00	0,93	31,6	
		II)	37	33	33	41	44	37	33	-	41	41							
19	↑	I)	40	48	38	40	46	48	40	42	36	38	7	41,9	0,90	1,00	0,93	35,0	
		II)	41	-	37	41	52	-	41	44	-	37							
20	↑	I)	40	42	44	40	38	42	40	46	38	44	9	42,3	0,90	1,00	0,93	35,4	
		II)	41	44	48	41	37	44	41	-	37	48							
21	↑	I)	38	42	42	44	44	40	36	44	40	44	9	44,3	0,90	1,00	0,93	37,1	
		II)	37	44	44	48	48	41	-	48	41	48							
22	↑	I)	46	41	42	38	42	48	38	42	37	40	8	40,5	0,90	1,00	0,93	33,9	
		II)	-	42	44	37	44	-	37	44	35	41							
23	↑	I)	36	38	40	44	40	38	44	46	38	44	8	42,1	0,90	1,00	0,93	35,3	
		II)	-	37	41	48	41	37	48	-	37	48							
24	↑	I)	38	38	42	38	40	31	38	39	42	40	9	39,7	0,90	1,00	0,93	33,2	
		II)	37	37	44	37	41	-	37	39	44	41							

Tabulka P2. 30: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření Schmidovým tvrdoměrem (monolitické opěry)

Počet zkušebních míst	$n = 24$ měření
Počet platných měření	$n_{plat.} = 24$ měření
Způsob provádění zkoušky	směr vodorovně
Střední hodnota krychelné pevnosti betonu zjištěná na jádrových vývrtech	$f_{b,jv} = 31,2$ MPa
Opravný součinitel α	$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n f_{bi}}{\sum_{i=1}^n f_{bei}} = \frac{f_{b,jv}}{f_{be}} = \frac{31,2}{40,4} = 0,77$
Min. krychlená pevnost betonu	$f_{be,min} = 25,1$ MPa
Střední hodnota krychlené pevnosti betonu	$f_{be} = \frac{\sum f_{be,i}}{n} = 28,0$ MPa
Výběrová směrodatná odchylka	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} = 1,5$ MPa
Reziduální směrodatná odchylka	$s_{rez,e} = 2,5$ MPa
Variační koeficient	$V_x = \frac{s_x}{\bar{x}} * 100 = 2,69 \% \leq 14,0\%$
Posouzení rovnoměrnosti betonu	$V_x = 2,69 \% \leq 14,0\% \dots$ vyhoví → beton je stejnoměrný
Výběrová směrodatná odchylka	$s_r = \sqrt{s_x^2 + s_{rez,e}^2} = 2,92$ MPa
Součinitel odhadu 5ti % kvantilu	$\beta_e = 1,70$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	$f_b = f_{be} - s_r \beta_e = 25,1$ MPa
Zatřídění betonu dle ČSN EN 206-1	C 20/25
Zatřídění betonu dle ČSN 73 2001:1970	250

P2.3.4 Přídržnost povrchových vrstev

P2.3.4.1 Zkušební místo PO1

Tabulka P2. 31: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PO1

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PO1		
Datum provádění:	13.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	7°C/5°C		
Počasí při provádění:	slunečno		
Detail konstrukce:	monolitická opěra OP1		
Poloha sondy:	lící plocha opěry v úrovni spoje nosníku č. 3 a č.4, výška cca 1,0 m od úložného prahu		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	2,06	2,08	A-100 %
2.	1,93		A-100 %
3.	2,25		A-100 %



Obrázek P2. 47: Pohled na zkušební místo PO1 s nalepenými zkušebními terči



Obrázek P2. 48: Provádění odtrhové zkoušky pomocí automatického trhacího přístroje Proceq DYNA DY-16

P2.3.4.2 Zkušební místo PO4

Tabulka P2. 32: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zk. místě PO4

Identifikační údaje			
Označení zkušebního místa:	PO4		
Datum provádění:	15.2.2019		
Teplota vzduch/konstrukce:	8°C/7°C		
Počasí při provádění:	slunečno		
Detail konstrukce:	monolitická opěra OP4		
Poloha sondy:	lící plocha opěry v úrovni pod nosníkem č. 2, výška cca 1,0 m od úložného prahu		
Průměr zkušebních terčů:	ø 50 mm		
Vyhodnocení zkoušky			
pořadí zkoušky	σ_{adh}		způsob porušení
	[MPa]		
1.	1,52	2,08	A-100 %
2.	1,93		A-100 %
3.	2,25		A-100 %



Obrázek P2. 49: Pohled na zkušební místo PO4 s nalepenými zkušebními terči



Obrázek P2. 50: Zkušební místo PO4, osazení trhacím přístrojem



Obrázek P2. 51: Provádění odtrhové zkoušky pomocí automatického trhacího přístroje Proceq DYNA DY-16



Obrázek P2. 52: Makrotextura betonu po provedené odtrhové zkoušce – u všech tří zkušební vzorků došlo k porušení v podkladu

Seznam tabulek

<i>Tabulka P2. 1: Sonda VN1</i>	3
<i>Tabulka P2. 2: Sonda VN2</i>	5
<i>Tabulka P2. 3: Sonda VN3</i>	7
<i>Tabulka P2. 4: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 1/2</i>	9
<i>Tabulka P2. 5: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 2/2</i>	9
<i>Tabulka P2. 6: Statistické vyhodnocení souboru výsledků na zkušebních tělesech (prefabrikované nosníky DS-C)</i>	10
<i>Tabulka P2. 7: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle postupu B normy ČSN EN 13791 (prefabrikované nosníky DS-C)</i>	11
<i>Tabulka P2. 8: Naměřené hodnoty a vyhodnocení NDT měření na prefabrikovaných nosnicích DS-C</i>	11
<i>Tabulka P2. 9: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření Schmidovým tvrdoměrem (prefabrikované nosníky DS-C)</i>	13
<i>Tabulka P2. 10: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PN1</i>	14
<i>Tabulka P2. 11: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkuš místě PN2</i>	15
<i>Tabulka P2. 12: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PN3</i>	15
<i>Tabulka P2. 13: Sonda VP2</i>	17
<i>Tabulka P2. 14: Sonda VP3</i>	18
<i>Tabulka P2. 15: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 1/2</i>	19
<i>Tabulka P2. 16: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 2/2</i>	19
<i>Tabulka P2. 17: Statistické vyhodnocení souboru výsledků na zkušebních tělesech (prefabrikované stojky)</i>	20
<i>Tabulka P2. 18: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle postupu B normy ČSN EN 13791 (prefabrikované stojky)</i>	21
<i>Tabulka P2. 19: Naměřené hodnoty a vyhodnocení NDT měření na prefabrikovaných stojkách</i>	22

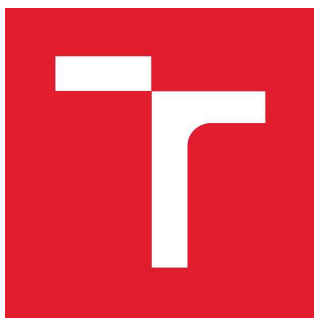
<i>Tabulka P2. 20: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření Schmidovým tvrdoměrem (prefabrikované stojky)</i>	<i>23</i>
<i>Tabulka P2. 21: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PP2.....</i>	<i>24</i>
<i>Tabulka P2. 22: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PP3.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabulka P2. 23: Sonda VO1</i>	<i>26</i>
<i>Tabulka P2. 24: Sonda VO4</i>	<i>27</i>
<i>Tabulka P2. 25: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 1/2.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabulka P2. 26: Fyzikálně mechanické vlastnosti materiálu, část 2/2.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabulka P2. 27: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření na zkušebních tělesech (monolitické opěry).....</i>	<i>29</i>
<i>Tabulka P2. 18: Vyhodnocení pevnosti betonu v tlaku dle postupu B normy ČSN EN 13791 (monolitické opěry)</i>	<i>30</i>
<i>Tabulka P2. 28: Naměřené hodnoty a vyhodnocení NDT měření na opěrách</i>	<i>30</i>
<i>Tabulka P2. 29: Statistické vyhodnocení souboru výsledků z NDT měření Schmidovým tvrdoměrem (monolitické opěry)</i>	<i>32</i>
<i>Tabulka P2. 30: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zkušebním místě PO1</i>	<i>33</i>
<i>Tabulka P2. 31: Záznam a vyhodnocení odtrhových zkoušek na zk. místě PO4</i>	<i>34</i>

Seznam obrázků

<i>Obrázek P2. 1: Postup odběru jádrového vývrtu VN1 ze spodní příruby nosníku č. 4</i>	3
<i>Obrázek P2. 2: Délka odvrtu – sonda VN1</i>	3
<i>Obrázek P2. 3: Pohled do vrtu – sonda VN1</i>	4
<i>Obrázek P2. 4: Laboratorní foto vývrtu VN1 před úpravou na zkušební vzorky</i>	4
<i>Obrázek P2. 5: Pohled do komory 4. nosníku 1/4</i>	4
<i>Obrázek P2. 6: Pohled do komory 4. nosníku 2/4</i>	4
<i>Obrázek P2. 7: Pohled do komory 4. nosníku 3/4</i>	4
<i>Obrázek P2. 8: Pohled do komory 4. nosníku 4/4</i>	4
<i>Obrázek P2. 9: Pohled na zkušební místo VN2 (nosník č. 5)</i>	5
<i>Obrázek P2. 10: Délka odvrtu – sonda VN2</i>	5
<i>Obrázek P2. 11: Pohled do vrtu – sonda VN2</i>	6
<i>Obrázek P2. 12: Laboratorní foto vývrtu VN2 před úpravou na zkušební vzorky</i>	6
<i>Obrázek P2. 13: Zapravení zkušebního otvoru pomocí sanační malty</i>	6
<i>Obrázek P2. 14: Pohled do komory 5. nosníku 1/3</i>	6
<i>Obrázek P2. 15: Pohled do komory 5. nosníku 2/3</i>	6
<i>Obrázek P2. 16: Pohled do komory 5. nosníku 3/3</i>	6
<i>Obrázek P2. 17: Pohled na zkušební místo VN3 (nosník č. 2)</i>	7
<i>Obrázek P2. 18: Délka odvrtu – sonda VN3</i>	7
<i>Obrázek P2. 19: Pohled na zkušební místo VN3 (nosník č. 2)</i>	8
<i>Obrázek P2. 20: Laboratorní foto vývrtu VN3 před úpravou na zkušební vzorky</i>	8
<i>Obrázek P2. 21: Pohled do komory 2. nosníku 1/2</i>	8
<i>Obrázek P2. 22: Makrotextura betonu uvnitř komory 2. nosníku 1/2</i>	8
<i>Obrázek P2. 23: Makrotextura betonu uvnitř komory 2. nosníku 2/2</i>	8
<i>Obrázek P2. 24: Pohled do komory 2. nosníku 2/2</i>	8
<i>Obrázek P2. 25: Úprava zkušebního místa PN1 s nalepenými zkušebními terči</i>	16
<i>Obrázek P2. 26: Zkušební místo PN1 po provedené odtrhové zkoušce</i>	16
<i>Obrázek P2. 27: Zkušební místo PN3s nalepenými zkušebními terči</i>	16
<i>Obrázek P2. 28: Trhací automatický přístroj Proceq DYNA DY-216</i>	16

<i>Obrázek P2. 29: Postup odběru jádrového vývrtu VP2 z mostního pilíře.....</i>	<i>17</i>
<i>Obrázek P2. 30: Laboratorní foto jádrového vývrtu VP2 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky</i>	<i>17</i>
<i>Obrázek P2. 31: Zkušební místo pro odběr jádrového vývrtu VP3</i>	<i>18</i>
<i>Obrázek P2. 32: Hloubka provedeného jádrového vývrtu VP3.....</i>	<i>18</i>
<i>Obrázek P2. 33: Pohled do provedeného vývrtu v pilíři (sonda VP3)</i>	<i>19</i>
<i>Obrázek P2. 34: Laboratorní foto jádrového vývrtu VP3 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky</i>	<i>19</i>
<i>Obrázek P2. 35: Pohled na zkušební místo PP2 s nalepenými zkušebními terči</i>	<i>24</i>
<i>Obrázek P2. 36: Provádění odtrhové zkoušky pomocí automatického trhacího přístroje Proceq DYNA DY-16</i>	<i>24</i>
<i>Obrázek P2. 37: Pohled na zkušební místo PP3 s nalepenými zkušebními terči</i>	<i>25</i>
<i>Obrázek P2. 38: Makrotextura betonu po provedené odtrhové zkoušce – u všech tří zkušební vzorků došlo k porušení v podkladu.....</i>	<i>25</i>
<i>Obrázek P2. 39: Pohled na zkušební místo VO1 (opěra OP1).....</i>	<i>26</i>
<i>Obrázek P2. 40: Hloubka provedeného jádrového vývrtu VO1</i>	<i>26</i>
<i>Obrázek P2. 41: Pohled do provedeného vývrtu v pilíři (sonda VO1).....</i>	<i>27</i>
<i>Obrázek P2. 42: Laboratorní foto jádrového vývrtu VO1 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky</i>	<i>27</i>
<i>Obrázek P2. 43: Pohled na zkušební místo VO4 (opěra OP4).....</i>	<i>28</i>
<i>Obrázek P2. 44: Hloubka provedeného jádrového vývrtu VO4</i>	<i>28</i>
<i>Obrázek P2. 45: Pohled do provedeného vývrtu v pilíři (sonda VO4).....</i>	<i>28</i>
<i>Obrázek P2. 46: Laboratorní foto jádrového vývrtu VO4 s provedenou fenolftaleinovou zkouškou a naznačeným příčným dělením na zkušební vzorky</i>	<i>28</i>
<i>Obrázek P2. 47: Pohled na zkušební místo PO1 s nalepenými zkušebními terči.....</i>	<i>33</i>
<i>Obrázek P2. 48: Provádění odtrhové zkoušky pomocí automatického trhacího přístroje Proceq DYNA DY-16</i>	<i>33</i>
<i>Obrázek P2. 49: Pohled na zkušební místo PO4 s nalepenými zkušebními terči.....</i>	<i>34</i>
<i>Obrázek P2. 50: Zkušební místo PO4, osazení trhacím přístrojem.....</i>	<i>34</i>
<i>Obrázek P2. 51: Provádění odtrhové zkoušky pomocí automatického trhacího přístroje Proceq DYNA DY-16</i>	<i>35</i>

Obrázek P2. 52: Makrotextura betonu po provedené odtrhové zkoušce – u všech tří zkušební vzorků došlo k porušení v podkladu..... 35



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

PŘÍLOHA P3 – KONTROLA STAVU PŘEDPĚTÍ

ANNEX P3 – DIAGNOSTICS OF PRESTRESSING CONDITION

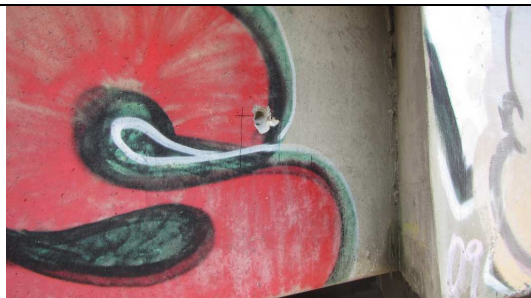
Obsah

P4.1. SEKANÁ SONDA K-1	2
P4.2. SEKANÁ SONDA K-2	3
P4.3. SEKANÁ SONDA K-3	4
P4.4. SEKANÁ SONDA K-4	5
P4.5. SEKANÁ SONDA K-5	6
P4.6. SEKANÁ SONDA K-6	7
P4.7. SEKANÁ SONDA K-7	8
P4.8. SEKANÁ SONDA K-8	9
P4.9. SEKANÁ SONDA K-9	10
P4.10. SEKANÁ SONDA K-10	11

P3.1. SEKANÁ SONDA K-1

Tabulka P3. 1: Dokumentace provedené sekané sondy K-1

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-1
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 6
Poloha sondy:	1,35 m od líce příčnicku (OP4), 0,67 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	ocelová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	60 mm
Materiál chráničky/stav:	slitina/žádná až mírná povrch. koroze
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná až mírná povrchová koroze
Poznámka:	podélná trhлина v místě vedení předpínacích lan



Obrázek P3. 1: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-1)



Obrázek P3. 2: Délka provedeného vrtu na sondě K-1



Obrázek P3. 3: Detail stavu chráničky – sonda K-1



Obrázek P3. 4: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-1

P3.2. SEKANÁ SONDA K-2

Tabulka P3. 2: Dokumentace provedené sekané sondy K-2

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-2
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 1
Poloha sondy:	0,55 m od líce příčnicku (OP4), 0,15 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	ocelová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	100 mm
Materiál chráničky/stav:	slitina/žádná povrch. koroze
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 5: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-2)



Obrázek P3. 6: Délka provedeného vrtu na sondě K-2



Obrázek P3. 7: Detail stavu chráničky – sonda K-2



Obrázek P3. 8: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-2

P3.3. SEKANÁ SONDA K-3

Tabulka P3. 3: Dokumentace provedené sekané sondy K-3

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-3
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 4
Poloha sondy:	0,8 m od líce příčnicku (OP4), 0,4 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	ocelová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	105 mm
Materiál chráničky/stav:	slitina/žádná povrch. koroze
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 9 : Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-3)



Obrázek P3. 10: Délka provedeného vrtu na sondě K-3



Obrázek P3. 11: Detail stavu chráničky – sonda K-3

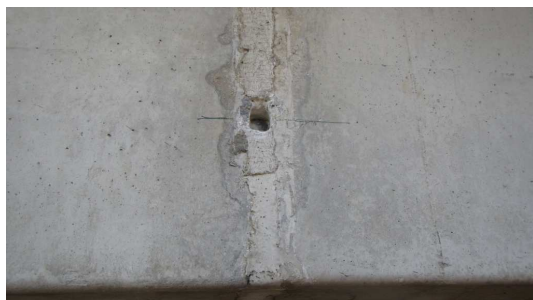


Obrázek P3. 12: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-3

P3.4. SEKANÁ SONDA K-4

Tabulka P3. 4: Dokumentace provedené sekané sondy K-4

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-4
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 6
Poloha sondy:	příčný ozub nosníků ve 2. poli u P3, 0,45 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	pryžová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	55 mm
Materiál chráničky/stav:	pryž
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná až mírná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 13: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-4)



Obrázek P3. 14: Délka provedeného vrtu na sondě K-4



Obrázek P3. 15: Detail stavu chráničky – sonda K-4



Obrázek P3. 16: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-4

P3.5. SEKANÁ SONDA K-5

Tabulka P3. 5: Dokumentace provedené sekané sondy K-5

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-5
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 2
Poloha sondy:	příčný ozub nosníků ve 2. poli u P2, 1,1 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	pryžová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	65 mm
Materiál chráničky/stav:	pryž
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná až mírná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 17: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-5)



Obrázek P3. 18: Délka provedeného vrtu na sondě K-5



Obrázek P3. 19: Detail stavu chráničky – sonda K-5



Obrázek P3. 20: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-5

P3.6. SEKANÁ SONDA K-6

Tabulka P3. 6: Dokumentace provedené sekané sondy K-6

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-6
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 2
Poloha sondy:	příčný ozub nosníků ve 2. poli u P2, 0,37 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	pryžová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	65 mm
Materiál chráničky/stav:	pryž
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná povrchová korozie
Poznámka:	



Obrázek P3. 21: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-6)



Obrázek P3. 22: Délka provedeného vrtu na sondě K-6



Obrázek P3. 23: Detail stavu chráničky – sonda K-6

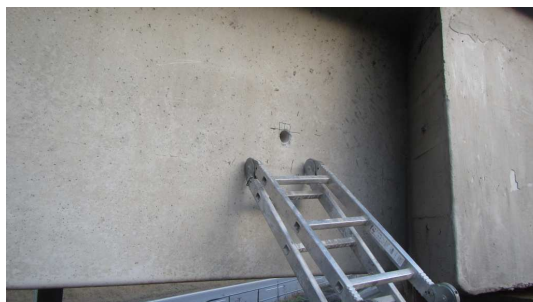


Obrázek P3. 24: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-6

P3.7. SEKANÁ SONDA K-7

Tabulka P3. 7: Dokumentace provedené sekané sondy K-7

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-7
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 1
Poloha sondy:	0,65 m od líce příčnicku (OP1), 0,65 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	ocelová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	75 mm
Materiál chráničky/stav:	slitina/žádná až mírná povrch. koroze
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 25: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-7)



Obrázek P3. 26: Délka provedeného vrtu na sondě K-7



Obrázek P3. 27: Detail stavu chráničky – sonda K-7



Obrázek P3. 28: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-7

P3.8. SEKANÁ SONDA K-8

Tabulka P3. 8: Dokumentace provedené sekané sondy K-8

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-8
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 6
Poloha sondy:	1,2 m od líce příčnicku (OP1), 0,15 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	ocelová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	45 mm
Materiál chráničky/stav:	slitina/žádná až mírná povrch. koroze
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 29: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-8)



Obrázek P3. 30: Délka provedeného vrtu na sondě K-8



Obrázek P3. 31: Detail stavu chráničky – sonda K-8

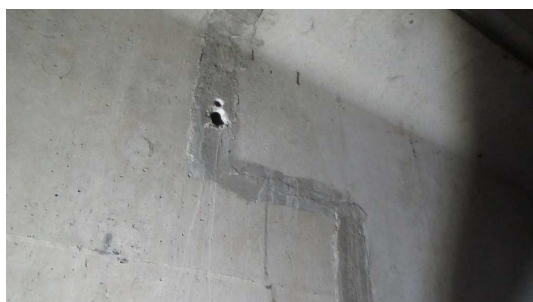


Obrázek P3. 32: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-8

P3.9. SEKANÁ SONDA K-9

Tabulka P3. 9: Dokumentace provedené sekané sondy K-9

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-9
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 4
Poloha sondy:	příčný ozub nosníků ve 2. poli u P2, 1,1 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	pryžová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	70 mm
Materiál chráničky/stav:	pryž
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná až mírná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 33: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-9)



Obrázek P3. 34: Délka provedeného vrtu na sondě K-9



Obrázek P3. 35: Detail stavu chráničky – sonda K-9



Obrázek P3. 36: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-9

P3.10. SEKANÁ SONDA K-10

Tabulka P3. 10: Dokumentace provedené sekané sondy K-10

Identifikační údaje	
Označení sondy:	K-10
Datum provádění:	15.2.2019
Detail konstrukce:	NK – DS-C prefa nosník č. 5
Poloha sondy:	1,2 m od líce příčnicku (OP1), 0,15 m od spodního líce nosníku
Nález	
Popis nálezu:	ocelová chránička předpínací výztuže
Hloubka vrtu/krycí vrstva betonu:	45 mm
Materiál chráničky/stav:	slitina/žádná až mírná povrch. koroze
Stav proinjektování:	zcela proinjektována
Předpínací výztuž:	ověřeno 6 Lp \varnothing 15,5
Stav předpínací výztuže:	žádná povrchová koroze
Poznámka:	



Obrázek P3. 37: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-10)



Obrázek P3. 38: Délka provedeného vrtu na sondě K-10



Obrázek P3. 39: Detail stavu chráničky – sonda K-10



Obrázek P3. 40: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-10

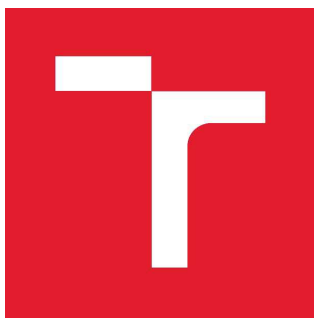
Seznam tabulek

<i>Tabulka P3. 1: Dokumentace provedené sekané sondy K-1.....</i>	<i>2</i>
<i>Tabulka P3. 2: Dokumentace provedené sekané sondy K-2.....</i>	<i>3</i>
<i>Tabulka P3. 3: Dokumentace provedené sekané sondy K-3.....</i>	<i>4</i>
<i>Tabulka P3. 4: Dokumentace provedené sekané sondy K-4.....</i>	<i>5</i>
<i>Tabulka P3. 5: Dokumentace provedené sekané sondy K-5.....</i>	<i>6</i>
<i>Tabulka P3. 6: Dokumentace provedené sekané sondy K-6.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabulka P3. 7: Dokumentace provedené sekané sondy K-7.....</i>	<i>8</i>
<i>Tabulka P3. 8: Dokumentace provedené sekané sondy K-8.....</i>	<i>9</i>
<i>Tabulka P3. 9: Dokumentace provedené sekané sondy K-9.....</i>	<i>10</i>
<i>Tabulka P3. 10: Dokumentace provedené sekané sondy K-10.....</i>	<i>11</i>

Seznam obrázků

<i>Obrázek P3. 1: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-1)</i>	<i>2</i>
<i>Obrázek P3. 2: Délka provedeného vrtu na sondě K-1</i>	<i>2</i>
<i>Obrázek P3. 3: Detail stavu chráničky – sonda K-1</i>	<i>2</i>
<i>Obrázek P3. 4: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-1</i>	<i>2</i>
<i>Obrázek P3. 5: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-2)</i>	<i>3</i>
<i>Obrázek P3. 6: Délka provedeného vrtu na sondě K-2</i>	<i>3</i>
<i>Obrázek P3. 7: Detail stavu chráničky – sonda K-2</i>	<i>3</i>
<i>Obrázek P3. 8: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-2</i>	<i>3</i>
<i>Obrázek P3. 9 : Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-3)</i>	<i>4</i>
<i>Obrázek P3. 10: Délka provedeného vrtu na sondě K-3</i>	<i>4</i>
<i>Obrázek P3. 11: Detail stavu chráničky – sonda K-3</i>	<i>4</i>
<i>Obrázek P3. 12: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-3</i>	<i>4</i>
<i>Obrázek P3. 13: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-4).....</i>	<i>5</i>
<i>Obrázek P3. 14: Délka provedeného vrtu na sondě K-4</i>	<i>5</i>
<i>Obrázek P3. 15: Detail stavu chráničky – sonda K-4</i>	<i>5</i>
<i>Obrázek P3. 16: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-4</i>	<i>5</i>
<i>Obrázek P3. 17: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-5).....</i>	<i>6</i>
<i>Obrázek P3. 18: Délka provedeného vrtu na sondě K-5</i>	<i>6</i>
<i>Obrázek P3. 19: Detail stavu chráničky – sonda K-5</i>	<i>6</i>
<i>Obrázek P3. 20: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-5</i>	<i>6</i>
<i>Obrázek P3. 21: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-6).....</i>	<i>7</i>
<i>Obrázek P3. 22: Délka provedeného vrtu na sondě K-6.....</i>	<i>7</i>
<i>Obrázek P3. 23: Detail stavu chráničky – sonda K-6</i>	<i>7</i>
<i>Obrázek P3. 24: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-6</i>	<i>7</i>
<i>Obrázek P3. 25: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-7)</i>	<i>8</i>
<i>Obrázek P3. 26: Délka provedeného vrtu na sondě K-7</i>	<i>8</i>
<i>Obrázek P3. 27: Detail stavu chráničky – sonda K-7</i>	<i>8</i>
<i>Obrázek P3. 28: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-7</i>	<i>8</i>
<i>Obrázek P3. 29: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-8)</i>	<i>9</i>
<i>Obrázek P3. 30: Délka provedeného vrtu na sondě K-8</i>	<i>9</i>

<i>Obrázek P3. 31: Detail stavu chráničky – sonda K-8</i>	<i>9</i>
<i>Obrázek P3. 32: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-8</i>	<i>9</i>
<i>Obrázek P3. 33: Pohled na zkušební místo na ozubu nosníků (sonda K-9)</i>	<i>10</i>
<i>Obrázek P3. 34: Délka provedeného vrtu na sondě K-9</i>	<i>10</i>
<i>Obrázek P3. 35: Detail stavu chráničky – sonda K-9</i>	<i>10</i>
<i>Obrázek P3. 36: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-9</i>	<i>10</i>
<i>Obrázek P3. 37: Pohled na zkušební místo na stěně nosníku (sonda K-10)</i>	<i>11</i>
<i>Obrázek P3. 38: Délka provedeného vrtu na sondě K-10</i>	<i>11</i>
<i>Obrázek P3. 39: Detail stavu chráničky – sonda K-10</i>	<i>11</i>
<i>Obrázek P3. 40: Detail stavu zainjektování kabelového kanálku na sondě K-10</i>	<i>11</i>



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

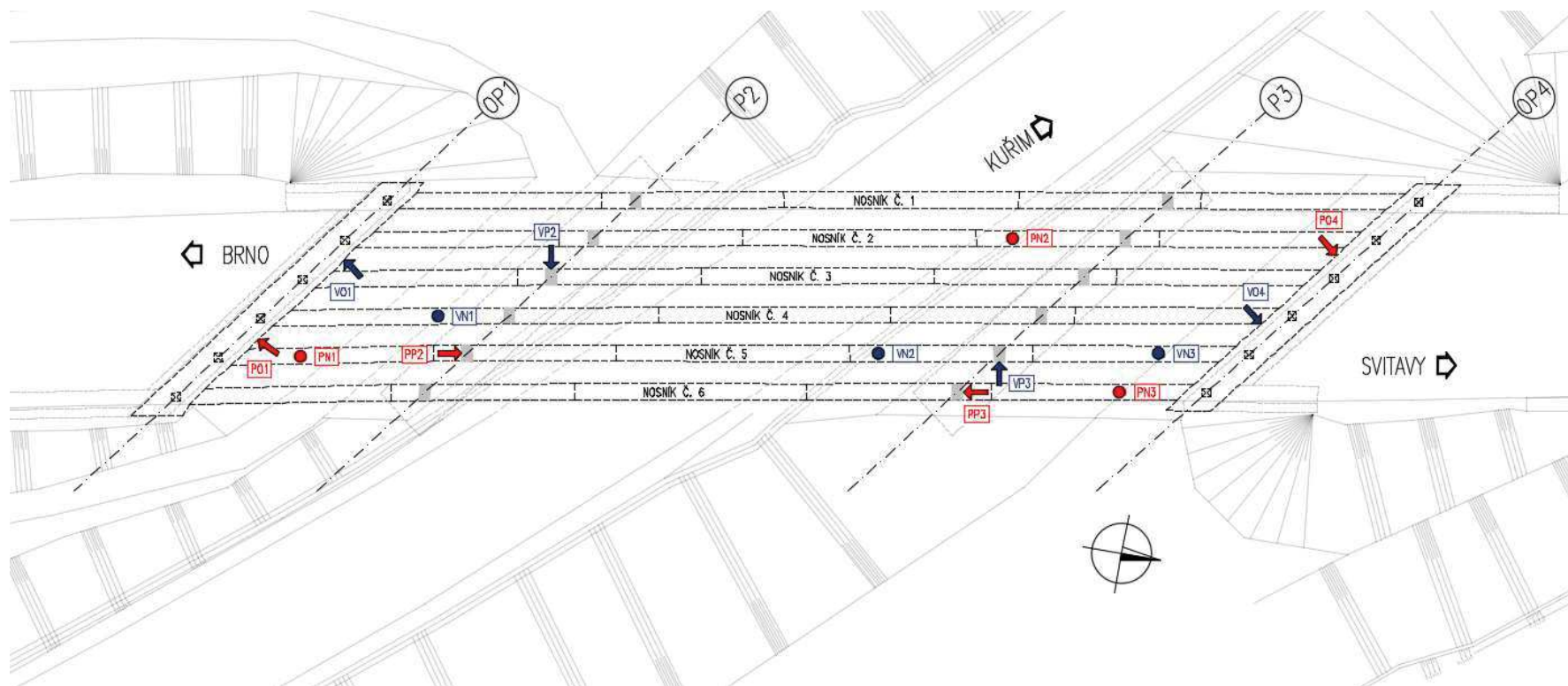
PŘÍLOHA P4 – POLOHA SOND

ANNEX P4 – TEST SITE SITUATION





Obsah

P4.1. POLOHA SOND JÁDROVÝCH VÝVRTŮ A ODTRHOVÝCH ZKOUŠEK... 2	2
P4.2. POLOHA SOND NDT ZKOUŠENÍ SCHMIDTOVÝM TVRDOMĚREM 3	3
P4.3. POLOHA NÁVRTŮ KABELOVÝCH KANÁLKŮ A MÍSTA ODBĚRU VZORKŮ PRO CHEMICKOU ANALÝZU 4	4

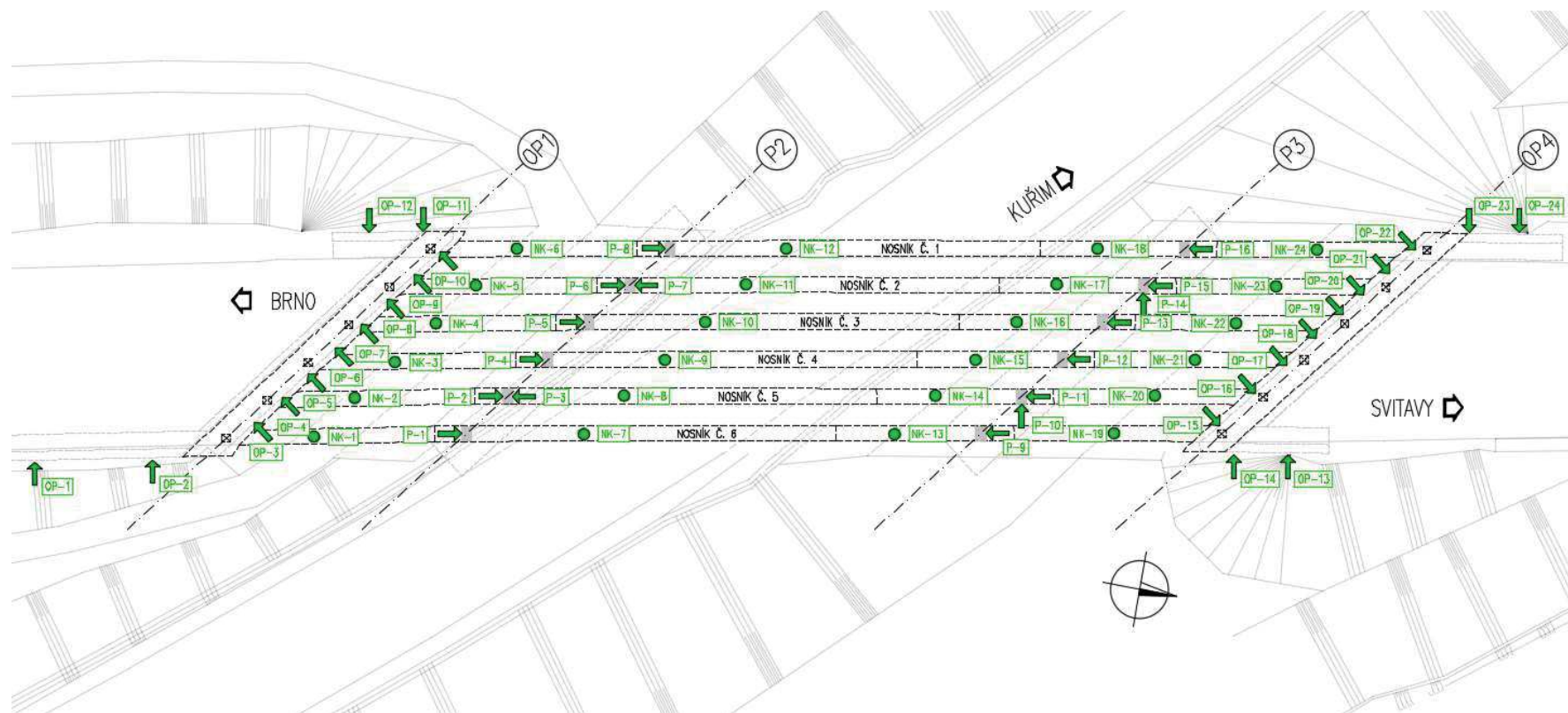
P4.1. POLOHA SOND JÁDROVÝCH VÝVRTŮ A ODTRHOVÝCH ZKOUŠEK



Legenda:

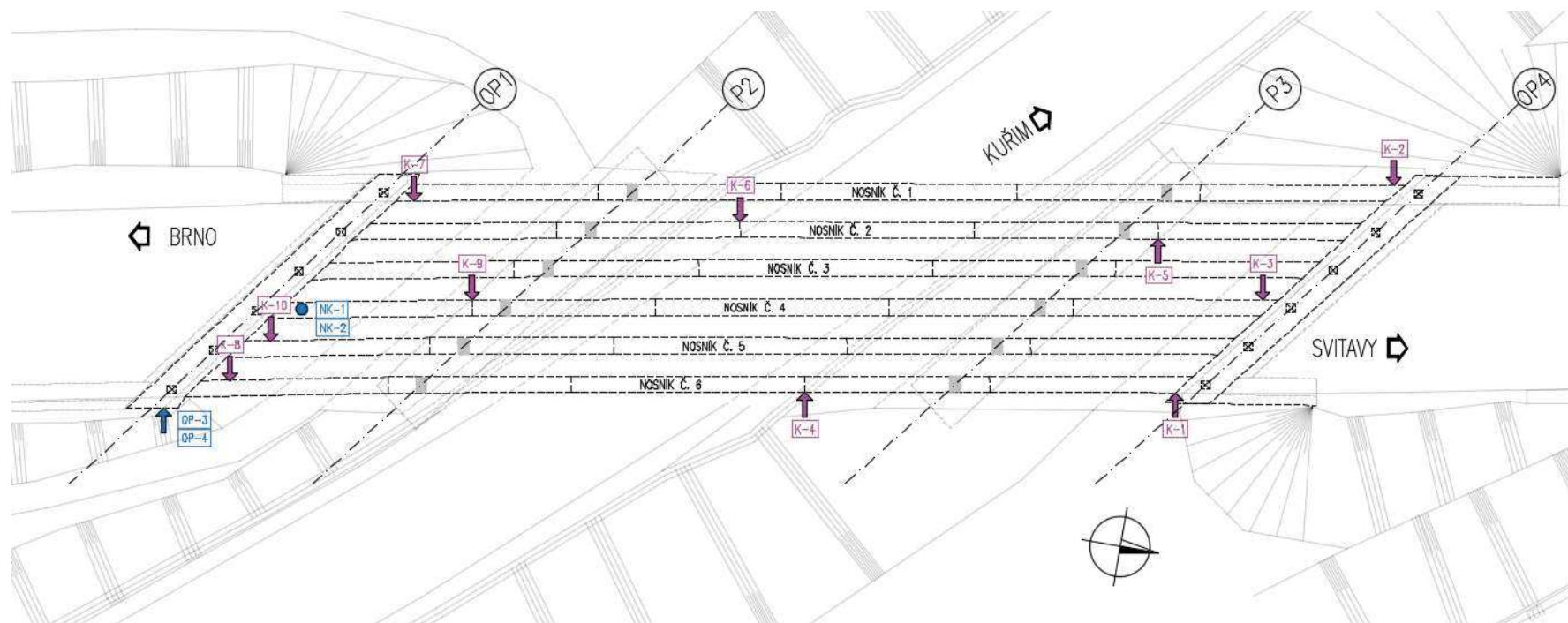
-  poloha provádění odtrhových zkoušek ve vodorovném směru
-  poloha provádění odtrhových zkoušek svisle směrem nahoru
-  poloha provádění jádrových vývrtů ve vodorovném směru
-  poloha provádění jádrových vývrtů svisle směrem nahoru

P4.2. POLOHA SOND NDT ZKOUŠENÍ SCHMIDTOVÝM TVRDOMĚREM






- Legenda:
-  poloha provádění zkoušek Schmidtovým tvrdoměrem ve vodorovném směru
 -  poloha provádění zkoušek Schmidtovým tvrdoměrem svisle směrem nahoru

P4.3. POLOHA NÁVRTŮ KABELOVÝCH KANÁLKŮ A MÍSTA ODBĚRU VZORKŮ PRO CHEMICKOU ANALÝZU



Legenda:

-  poloha provádění návrtů kabelových kanálků předpínací výztuže ve vodorovném směru
-  poloha odběru vzorků pro chemickou analýzu ve vodorovném směru
-  poloha odběru vzorků pro chemickou analýzu svisle směrem nahoru



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ
INSTITUTE OF BUILDING TESTING

PŘÍLOHA P5 – PŘEPOČET ZATÍŽITELNOSTI
ANNEX P5 – LOAD BEARING CAPACITY CALCULATION

Obsah

P2.1 PŘEHLEDNÉ PLÁNY MOSTU	3
P2.1.1 Příčný řez mostem	3
P2.1.2 Podélný řez mostem	3
P2.2 MATERIÁLY	4
P2.2.1 Beton	4
P2.2.2 Betonářská výztuž.....	4
P2.2.3 Předpínací výztuž	4
P2.3 ZATÍŽENÍ	5
P2.3.1 Složky stálého zatížení.....	5
P2.3.1.1 Vlastní tíha – g_0	5
P2.3.1.2 Ostatní stálé zatížení – g_1	5
P2.3.1.3 Pokles podpor – $g_{1,set}$	6
P2.3.1.4 Předpětí	6
P2.3.2 Sestavy pro výpočet zatížitelnosti.....	7
P2.3.2.5 Rozdělení vozovky do pruhů.....	7
P2.3.2.6 Normální zatížitelnost – V_n	8
P2.3.2.7 Výhradní zatížitelnost – V_r	9
P2.3.2.8 Výjimečná zatížitelnost – V_e	10
P2.3.2.9 Dynamické účinky	11
P2.4 STATICKÁ ANALÝZA	12
P2.5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ	16
P2.5.1 Návrhové hodnoty ohybových momentů	17
P2.5.1.1 M_{gd}	17
P2.5.1.2 M_{V_n}	17
P2.5.1.3 M_{V_r}	17
P2.5.1.4 M_{V_e}	17
P2.6 VÝPOČET ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU	18
P2.6.1 Výpočet únosnosti průřezu v $L_2/2$	18
P2.6.2 Výpočet únosnosti průřezu nad podporou	20

P2.7 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI	22
P2.7.1 Normální zatížitelnost – V_n	22
P2.7.2 Výhradní zatížitelnost – V_r	22
P2.7.3 Výjimečná zatížitelnost – V_e	23
P2.7.4 Posouzení zatížitelnosti	23
P2.8 ZÁVĚR	24

P5.2 MATERIÁLY

P5.2.1 Beton

Příslušné materiálové charakteristiky odpovídají třídy betonu C 45/55, která byla stanovena diagnostickým průzkumem.

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 2,7 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{C3} = 2,90 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{Cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$\alpha_{cc} = 0,9$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{45}{1,5} = 27,0 \text{ MPa}$$

P5.2.2 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž není hlavní nosnou výztuží nosníků a bude zanedbána.

P5.2.3 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž byla stanovena dle původní projektové dokumentace jako 6 Lp 15,5 mm. Následující materiálové charakteristiky byly převzaty z normy ČSN 73 1201.

$$\text{jmenovitý průměr } d = 15,5 \text{ mm}$$

$$\text{normová pevnost výztuže v tahu } R_{pe} = 1800 \text{ MPa}$$

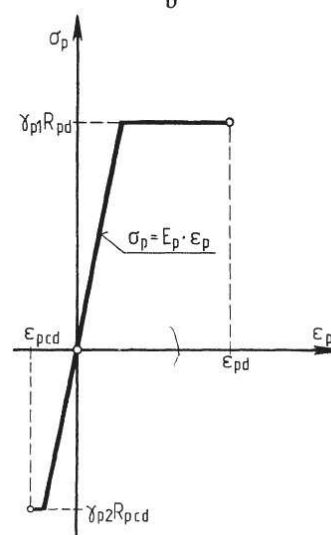
$$\text{výpočtová pevnost výztuže v tahu } R_{pd} = 1430 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1415 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$\chi_p = 0,75$$

$$\chi_e = 1/12$$



Obrázek P5.3: Pracovní diagram předpínací výztuže

P5.3 ZATÍŽENÍ

P5.3.1 Složky stálého zatížení

P5.3.1.1 Vlastní tíha – g_0

Vlastní tíha je generována automaticky pomocí SW Scia Engineer. Pro stanovení vlastní tíhy zatížení byl použit desko prutový model prefabrikovaných nosníků DS-C 220/160, který plně vystihuje geometrii podélného uspořádání jednotlivých nosníků.

P5.3.1.2 Ostatní stálé zatížení – g_1

Ostatní stálé zatížení reprezentuje zatížení svrškem mostu, tedy zatížení mostních říms, vozovkových souvrství, záchytného zařízení (svodidel, zábradelních svodidel a zábradlí) a spádovým betonem. Vzhledem k tomu, že spádové beton není nijakým způsobem spřažen s konstrukcí bude uvažován pouze jako složka stálého zatížení.

Pro stanovení účinků od ostatního stálého zatížení byla použita analýza na deskoprutovém modelu (z důvodu uvážení spolupůsobení a vlivu šikmosti mostu).

Uvažuje se objemová hmotnost betonu $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

1.1.1.1 Mostní římsy - $g_{1,r}$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{r,vpravo} = 0,25 \text{ m}^2$$

$$b_{r,vpravo} = 0,575 \text{ m}$$

$$A_{r,vlevo} = 0,53 \text{ m}^2$$

$$b_{r,vlevo} = 1,625 \text{ m}$$

$$g_{1,r,vpravo} = \frac{A_{r,vpravo} \cdot \gamma_c}{b_{r,vpravo}} = \frac{0,25 \cdot 25}{0,575} = 10,90 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1,r,vlevo} = \frac{A_{r,vlevo} \cdot \gamma_c}{b_{r,vlevo}} = \frac{0,53 \cdot 25}{1,625} = 8,15 \text{ kN/m}^2$$

1.1.1.2 Vozovkové souvrství - $g_{1,voz}$

$$h_{voz} = 90 \text{ mm}$$

$$\gamma_{voz} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{1,voz} = h_{voz} \cdot \gamma_{voz} = 0,09 \cdot 24 = 2,16 \text{ kN/m}^2$$

1.1.1.3 Záchytné zařízení - $g_{1,svod}$

Bude uvažováno jako liniové spojité zatížení v hodnotě $g_{1,svod} = 1,0 \text{ kN/m}$.

1.1.1.4 Spádový beton – $g_{1,sb}$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{sb} = 2,07 \text{ m}^2$$

$$b_{sb} = 13,70 \text{ m}$$

$$g_{1,sb} = \frac{A_{sb} \cdot \gamma_c}{b_{sb}} = \frac{2,07 \cdot 25}{13,70} = 3,78 \text{ kN/m}^2$$

P5.3.1.3 Pokles podpor – $g_{1,set}$

Pokles podpor bude zohledněn nerovnoměrným sedáním řady pilot, uvažovaná hodnota poklesu podpor v případě základu na řadě vrtaných pilot je $w_z = 5 \text{ mm}$.

P5.3.1.4 Předpětí

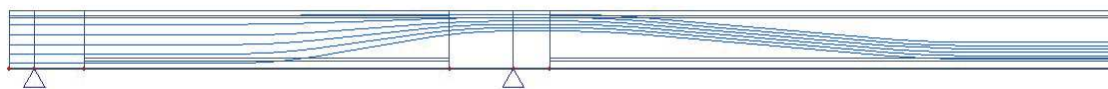
Materiálové charakteristiky jsou popsány v části P5.2.3 Předpínací výztuž.

Předpětí je zadáno na prutovém modelu servisem Scia Engineer jako dodatečně předpínané 12 kabely Lp 15,5 mm se soudržností s následujícími parametry (ty jsou uvedeny v původní projektové dokumentaci):

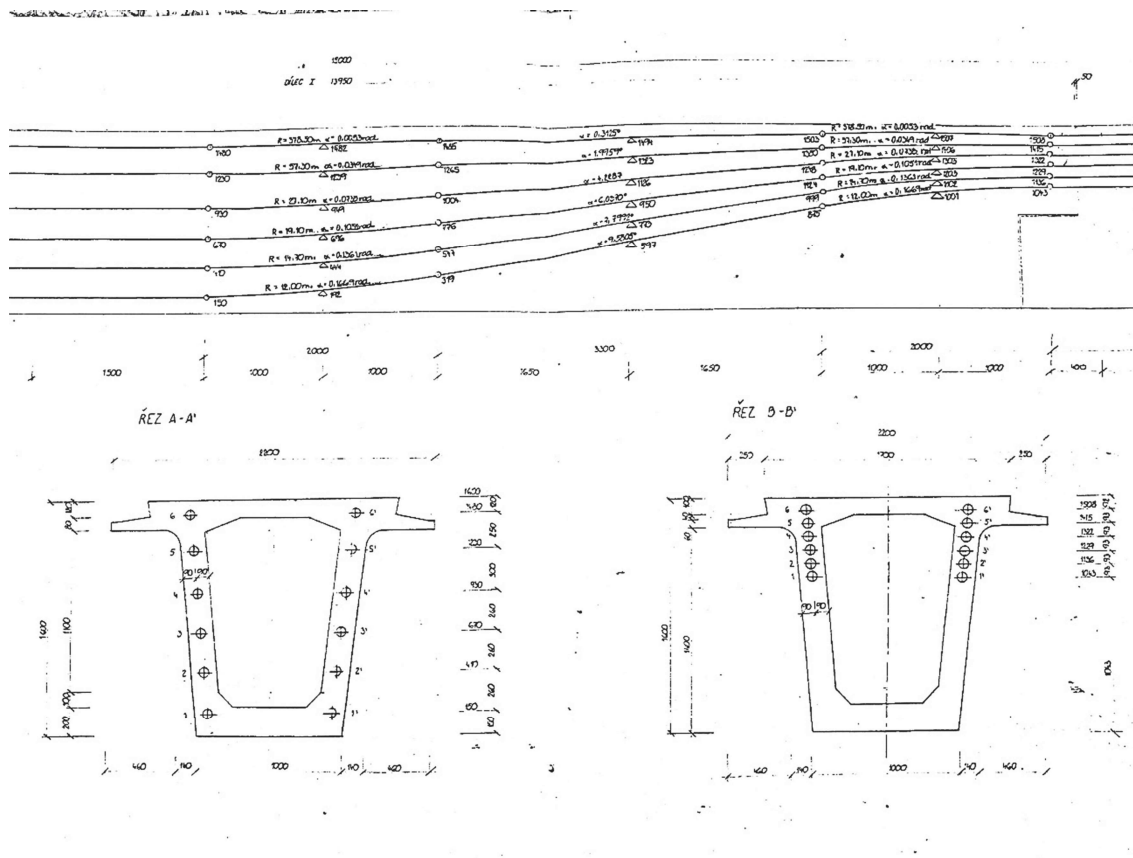
- součinitel tření v oblouku: 0,2,
- předpínání z obou konců,
- doba podržení napětí: 3 min,
- kotevní napětí: 1246,0 MPa,
- doba podržení napětí: 3 min.

1.1.1.5 Trasování

Trasování kabelu je provedeno na základě původní projektové dokumentace mostu (výkres D107: Vedení podélných kabelů).



Obrázek P5.4: Modelování předpínací výztuže v prostředí programu Scia Engineer



Obrázek P5.5: Část původního trasovacího výkresu

1.1.1.6 Ztráty předpětí

Krátkodobé ztráty v čase t_0 po zakotvení jsou automaticky počítány pomocí software. Dlouhodobé ztráty v čase $t_{nek.}$ budou uvažovány v hodnotě 15 %.

P5.3.2 Sestavy pro výpočet zatížitelnosti

P5.3.2.5 Rozdělení vozovky do pruhů

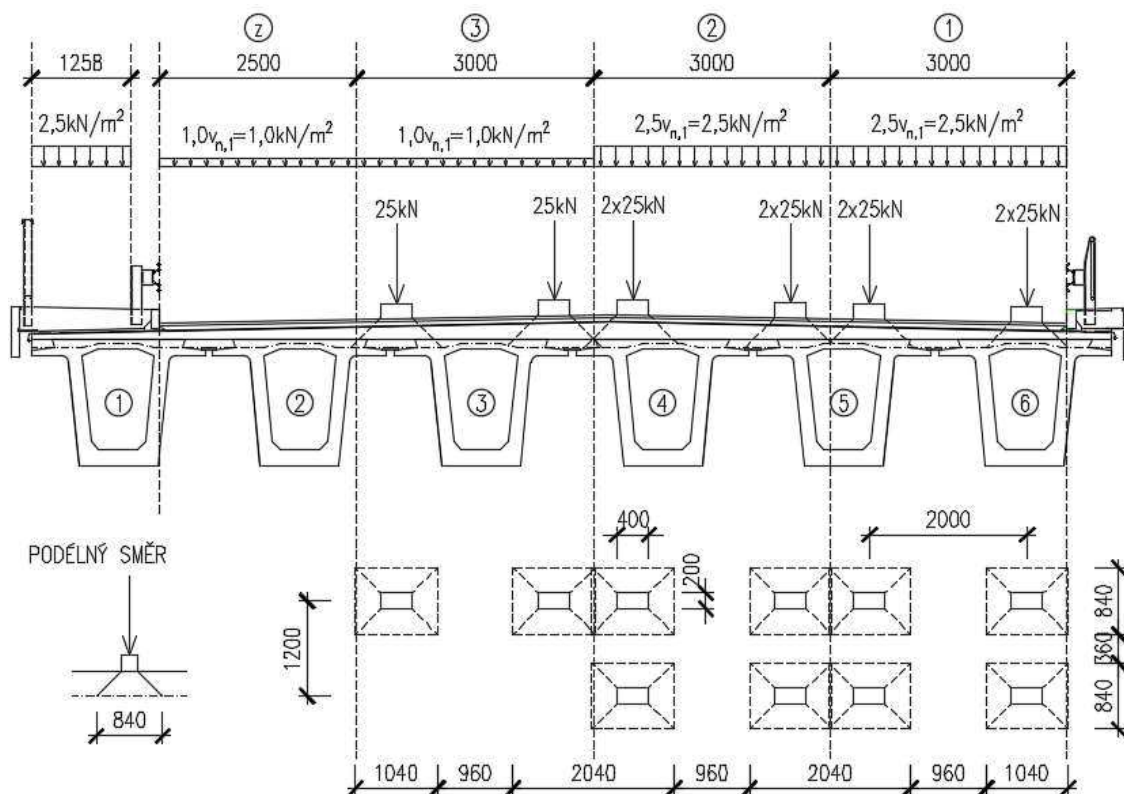
Počet a šířka zatěžovacích pruhů w_l se určí v závislosti na šířce zatěžovacího prostoru w (vzdálenost mezi vyvýšenými obrubníky nebo svodidly).

$w \leq 5,4\text{m}$ (jeden zatěžovací pruh šířky 3,0 m),

$5,4\text{m} \leq w \leq 6,0\text{m}$ (dva zatěžovací pruhy šířky 0,5 m),

$w > 6,0\text{m}$ ($w/3$ zatěžovacích pruhů šířky 3,0 m).

$w = 11,50\text{ m} / 3,0\text{ m} = 3$ zatěžovací pruhy 3,0 a zbytek 2,5 m

P5.3.2.6 Normální zatížitelnost – V_n 

Obrázek P5.6: Sestava zatížení pro normální zatížitelnost

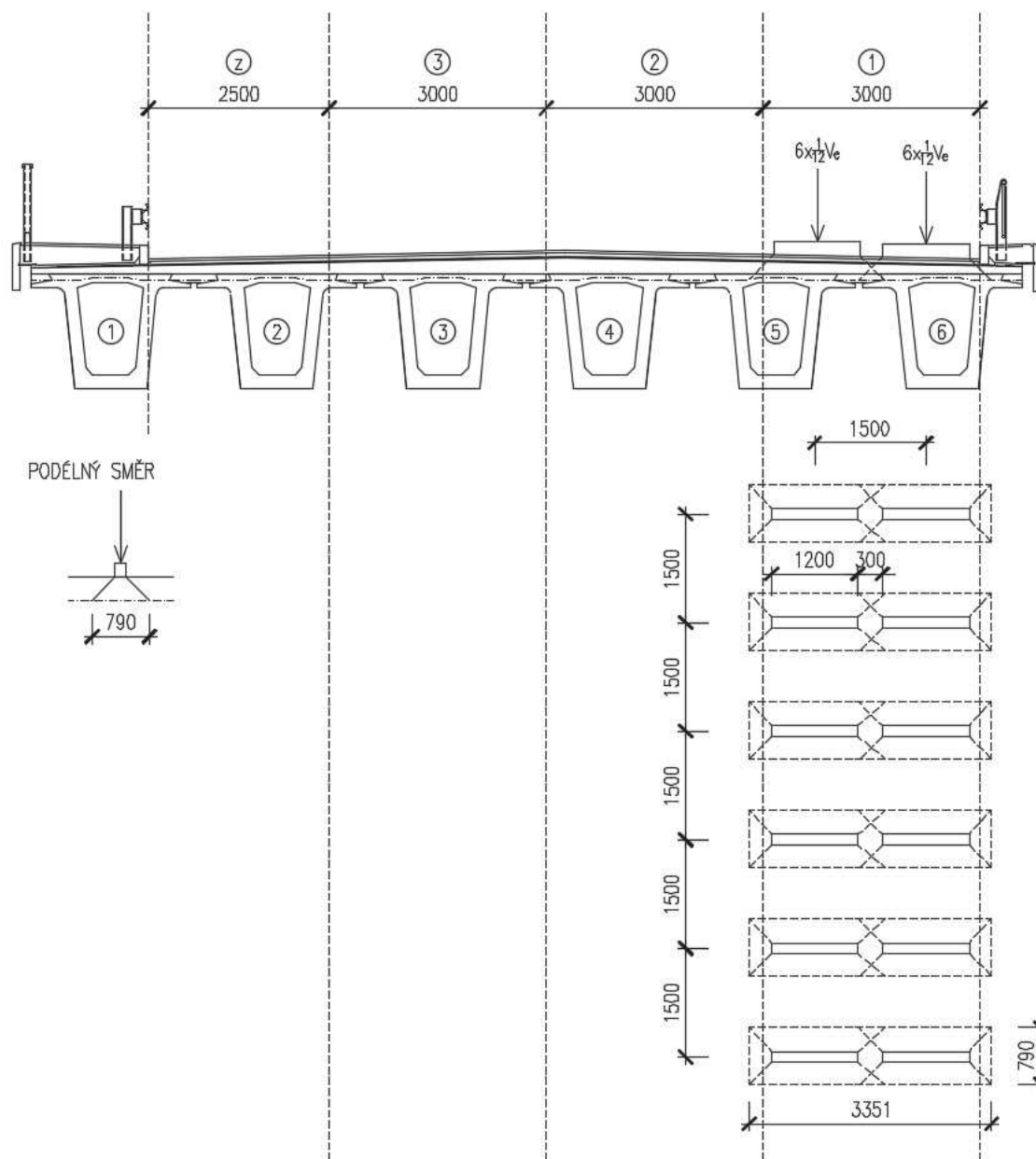
Pro stanovení normální zatížitelnosti se vychází z postavení uvedeném v ČSN 73 6222. Konstrukce se zatíží:

- dvounápravou $V_{aw,1} = 2 \times 50 \text{ kN}$ (kolo 25 kN) v zatěžovacích pruzích 1 a 2,
- jednoduchou nápravou $V_{ajw,1} = 50 \text{ kN}$ (25 kN) v zatěžovacím pruhu 3,
- rovnoměrným zatížením $2,5 v_{n,1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ neomezené délky v pruzích 1 a 2,
- rovnoměrným zatížením $1,0 v_{n,1} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ neomezené délky v pruzích 3 a z,
- rovnoměrným zatížením $2,5 \text{ kN/m}^2$ v místě chodníku.

Zatížení je roznášeno dosedací plochou kol pod úhlem 45° v obou směrech do střednicové roviny horní příruby prefabrikovaných nosníků:

$$V_{aw,a} = 25 / (1,04 * 0,84) = 28,62 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{aw,b} = 2 * 25 / (2,04 * 0,84) = 29,18 \text{ kN/m}^2$$

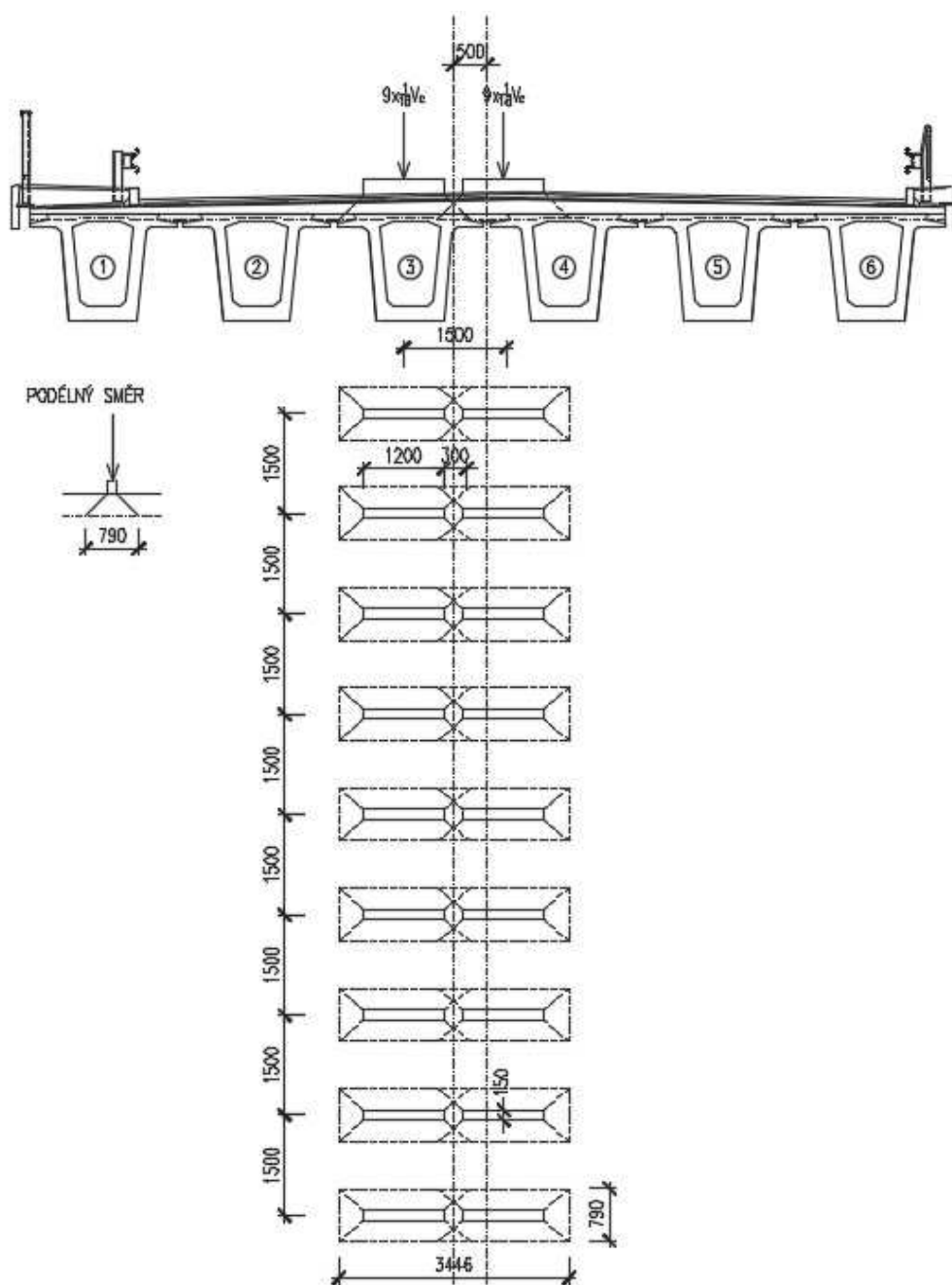
P5.3.2.7 Výhradní zatížitelnost – V_r 

Obrázek P5.7: Sestava zatížení pro výhradní zatížitelnost

Konstrukce se zatíží $V_r = 1,0 \text{ kN}$.

Zatížení je roznášeno dosedací plochou kol pod úhlem 45° v obou směrech do střednicové roviny horní příruby prefabrikovaných nosníků:

$$V_{r,a} = (1/6) * 1,0 / (3,35 * 0,79) = 0,063 \text{ kN/m}^2$$

P5.3.2.8 Výjimečná zatížitelnost – V_e 

Obrázek P5.8: Sestava zatížení pro výhradní zatížitelnost

Konstrukce se zatíží $V_e = 1,0 \text{ kN}$.

Zatížení je roznášeno dosedací plochou kol pod úhlem 45° v obou směrech do střednicové roviny horní příruby prefabrikovaných nosníků:

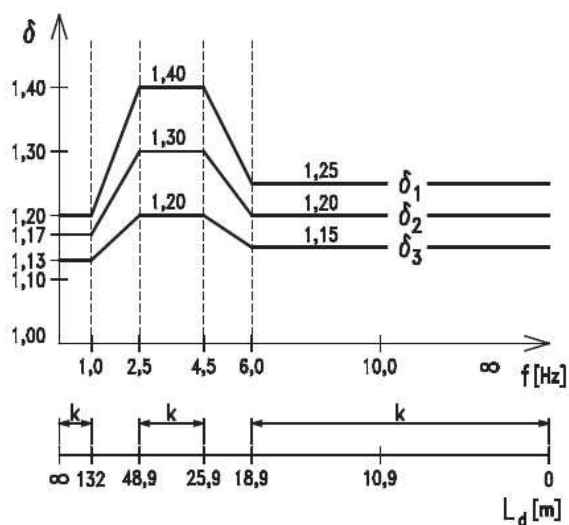
$$V_{e,a} = (1/9) * 1,0 / (3,45 * 0,79) = 0,041 \text{ kN/m}^2$$

P5.3.2.9 Dynamické účinky

Dynamické účinky se zohledňují zavedením dynamického součinitele δ .

Ten se stanoví v závislosti na náhradní délce L_d , v případě spojitých trémových konstrukcí, je náhradní délka L_d daná aritmetickým průměrem rozpětí všech polí. Dále se příslušný dynamický součinitel určí dle obrázku 8.1 normy ČSN 73 6222.

$$L_d = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} = \frac{15,0 + 32,0 + 15,0}{3} = 20,67 \text{ m}$$



Obrázek P5.9: Dynamický součinitel

1.1.1.7 Normální zatížitelnost

Při zatížení třemi a více pruhy šířky 3 m a pruhem Δ_i :

$$\delta = \delta_3$$

$$\delta_3 = 1,20$$

1.1.1.8 Výhradní zatížitelnost

Při zatížení dvěma, třemi, nebo čtyřmi nápravami, zatížení celým vozidlem:

$$\delta = \delta_1$$

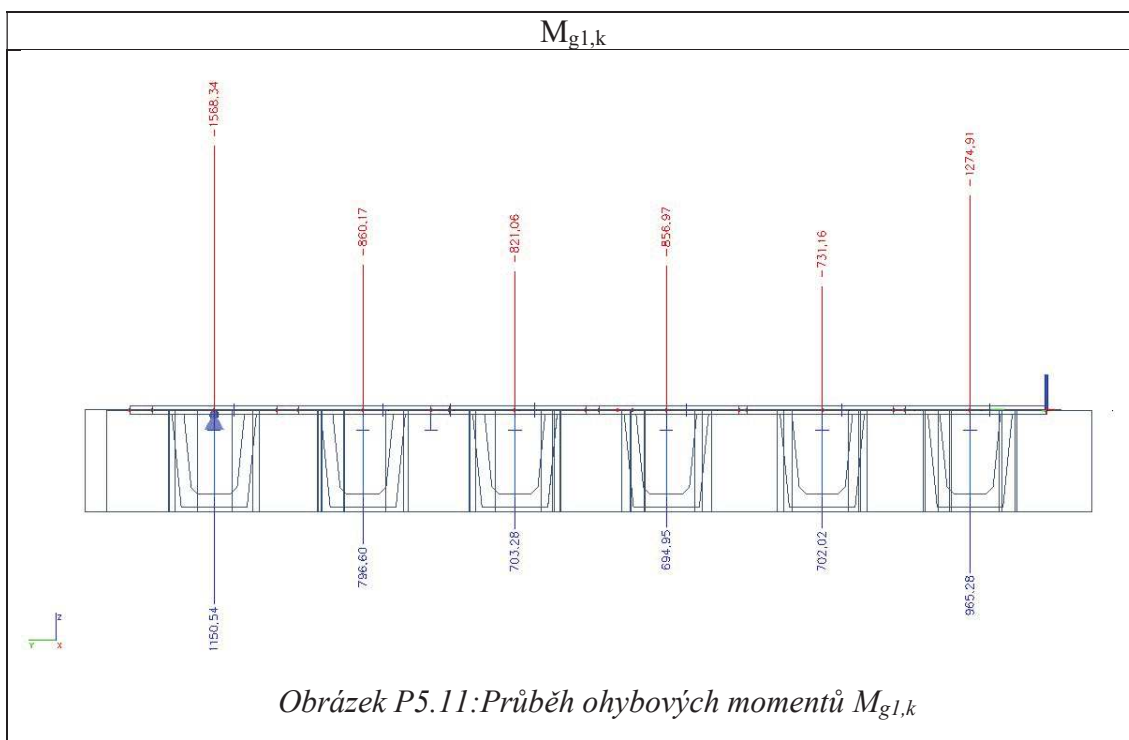
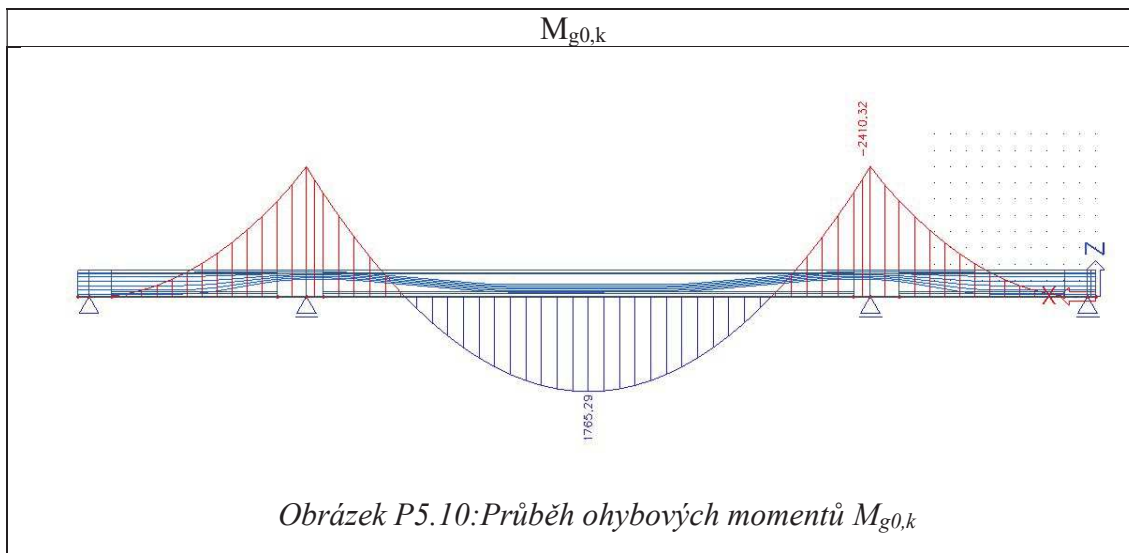
$$\delta_1 = 1,40$$

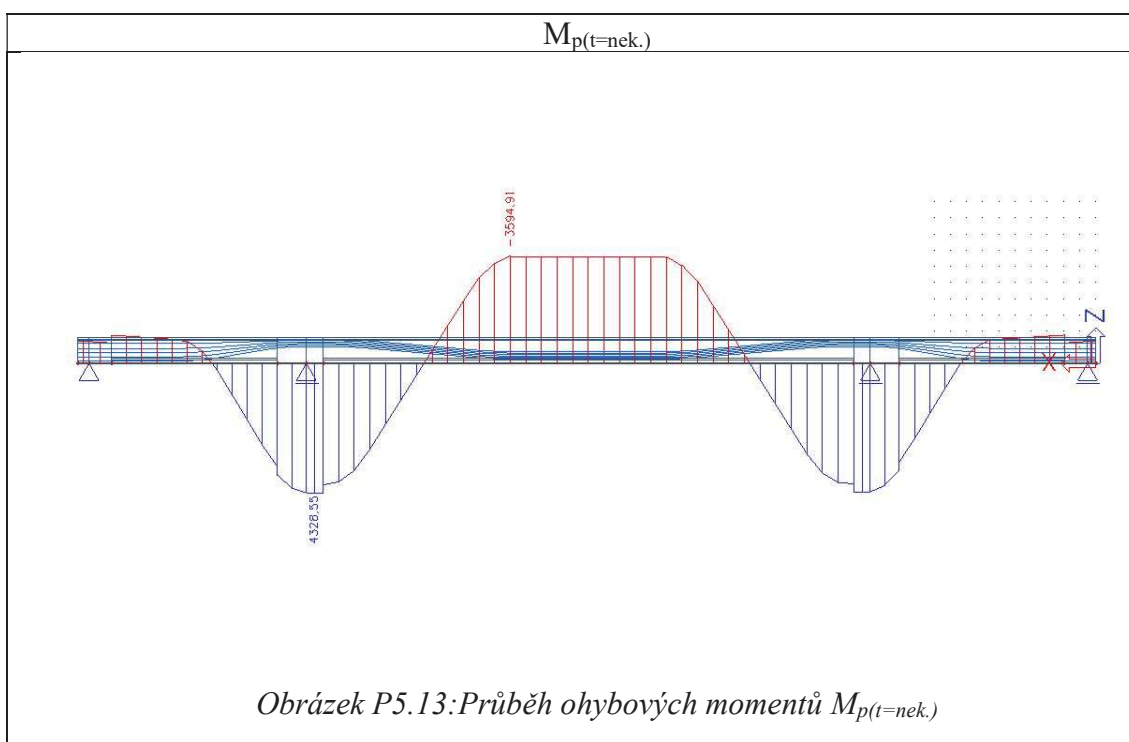
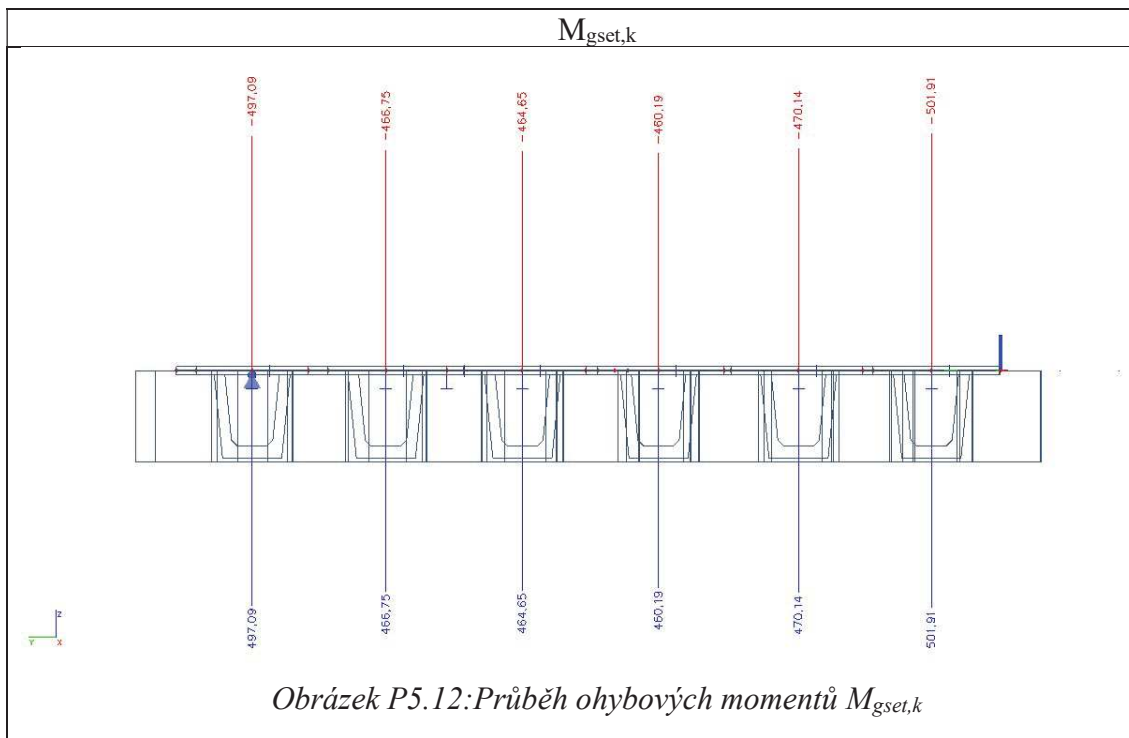
1.1.1.9 Výjimečná zatížitelnost

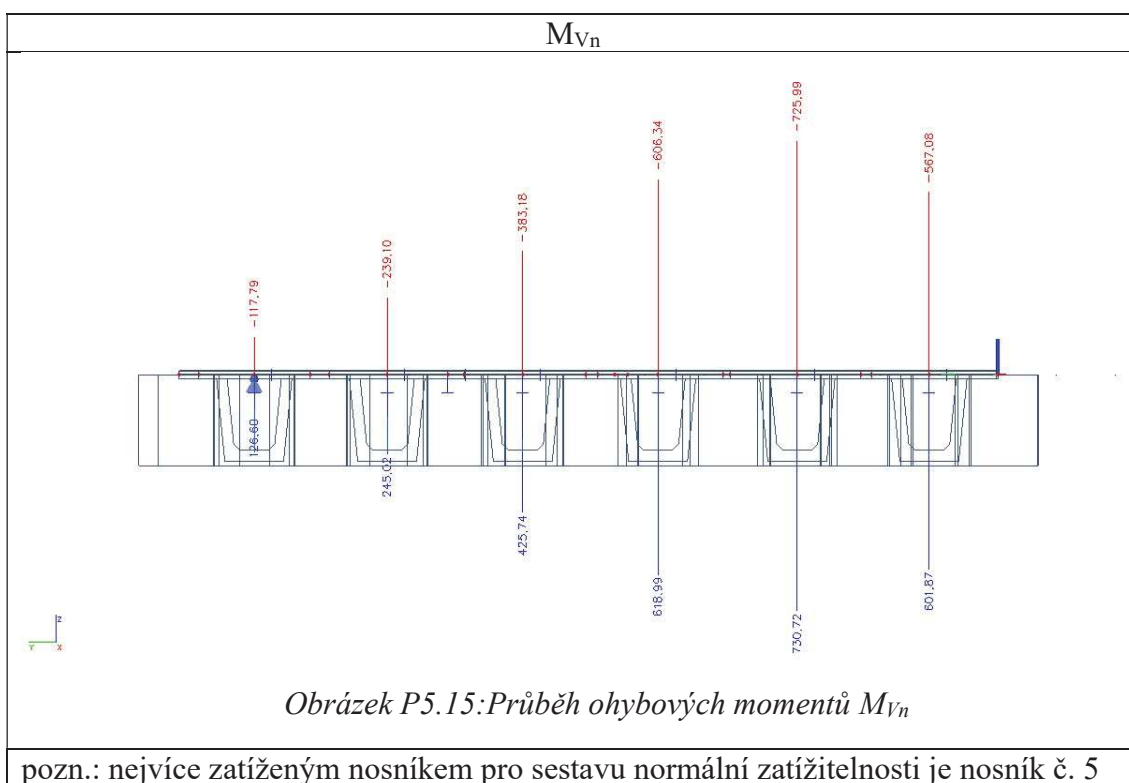
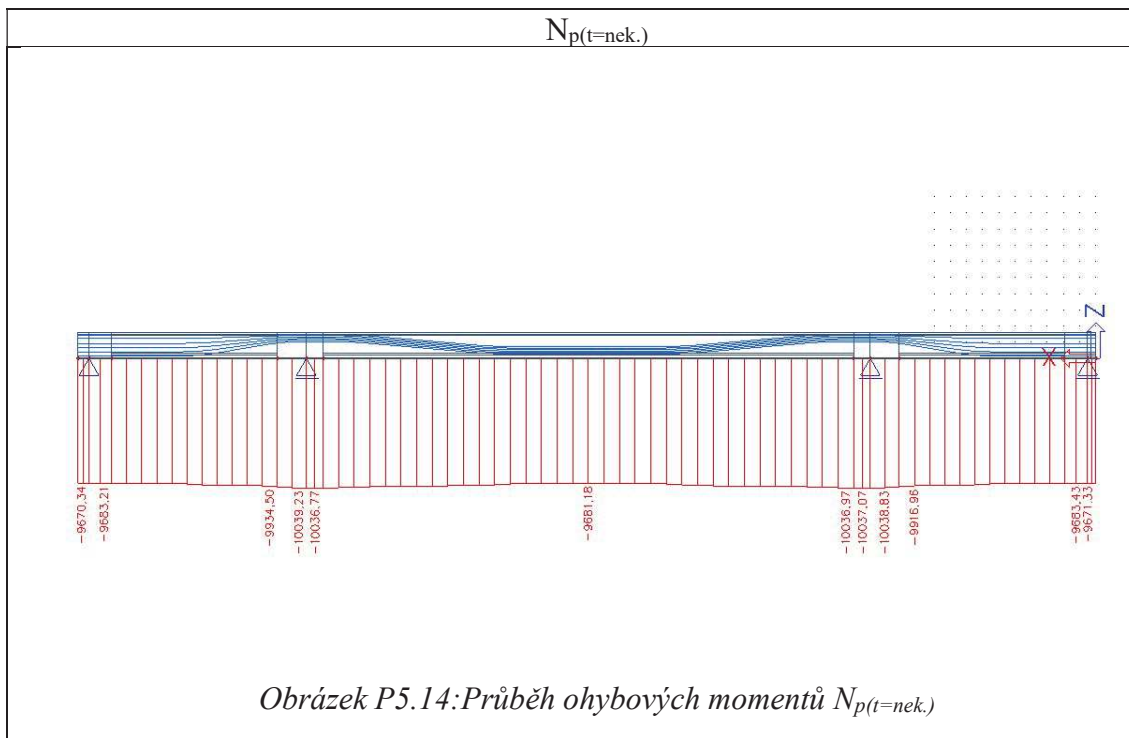
Při zatížení více nápravami, zatížení celou soupravou:

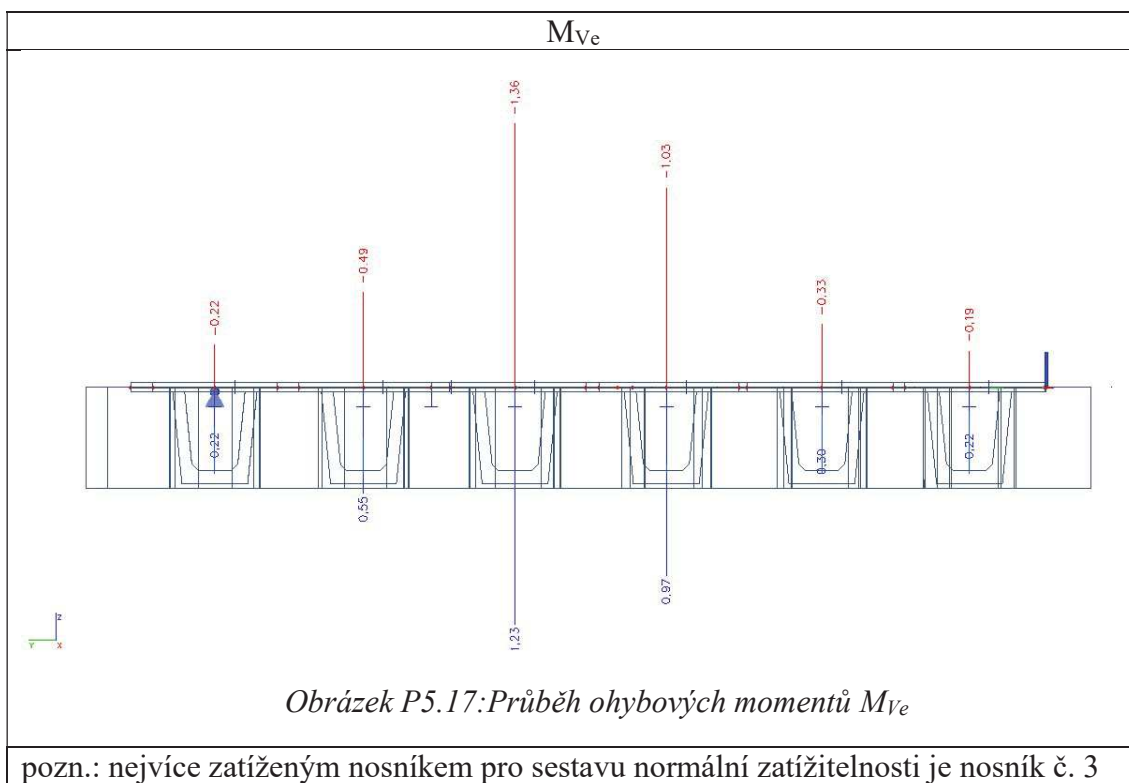
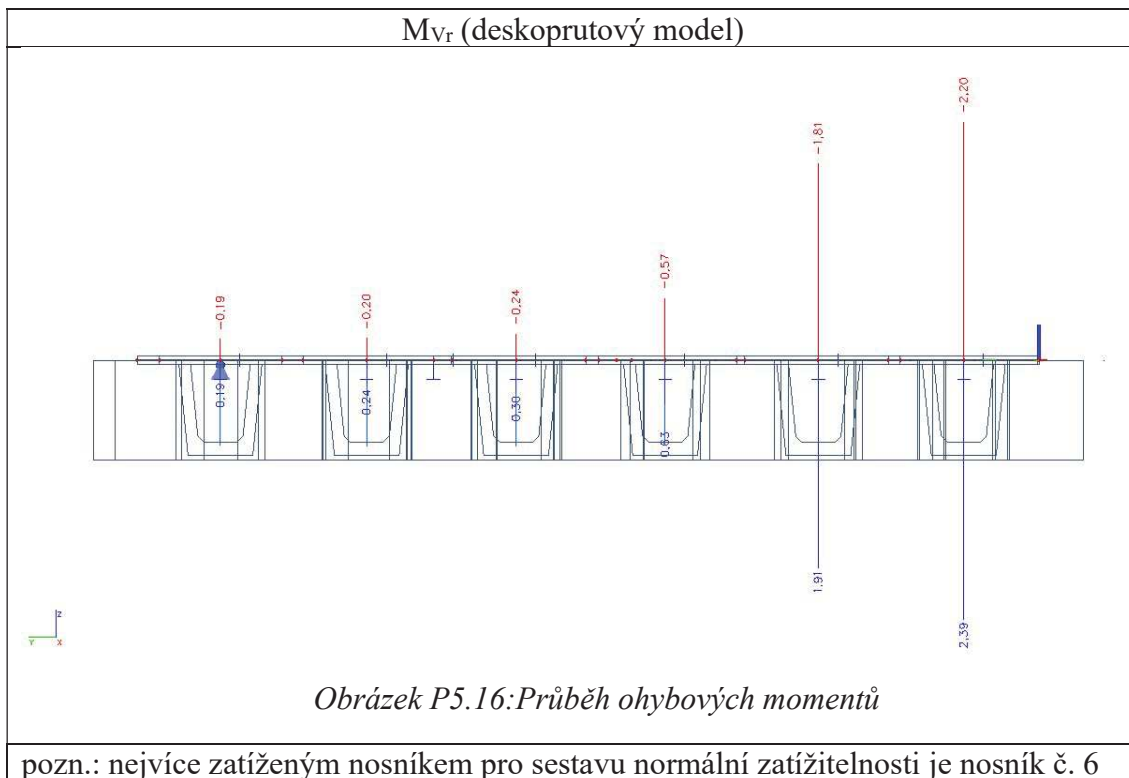
$$\delta = 1,05$$

P5.4 STATICKÁ ANALÝZA









P5.5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Most bude posouzen na mezní stav únosnosti, dle kombinačních rovnic 6.10a a 6.10b (soubor B).

Kombinace zatížení pro stanovení zatížitelnosti mostu s ohledem na mezní stav únosnosti se stanoví dle ČSN EN 1990 a příslušných evropských norem pro navrhování.

V takovýchto kombinacích je $Q_{k,1}$ charakteristická hodnota proměnného zatížení pro nejučinnější sestavu zatížení dopravou stanovená pro příslušnou zatížitelnost. Součinitel kombinace pro stanovení příslušné zatížitelnosti je zaveden hodnotou $\psi_{0,1} = 0,75$.

Tabulka P5.1: Kombinační rovnice 6.10a a 6.10b

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejučinnější	Ostatní
6.10a	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
6.10b	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_Q = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

$$\gamma_P = 1,00$$

$$\xi = 0,85$$

nepříznivě působící zatížení silniční dopravou a chodci

ostatní zatížení dopravou a další proměnná zatížení

předpětí

P5.5.1 Návrhové hodnoty ohybových momentů

P5.5.1.1 M_{gd}

Tabulka P5.2: Návrhové ohybové momenty od stálých složek zatížení

	V_n		V_r		V_e	
	nosník č. 5		nosník č. 6		nosník č. 3	
	$L_2/2$	podpora	$L_2/2$	podpora	$L_2/2$	podpora
6.10a	-576,10	362,13	-209,91	-190,46	-534,07	164,39
6.10b	-972,77	812,44	-657,91	-114,22	-926,64	628,37

P5.5.1.2 M_{V_n}

Tabulka P5.3: Návrhové ohybové momenty pro V_n

	nosník č. 5	
	$L_2/2$	podpora
6.10a	741,41	-736,16
6.10b	986,41	-980,09

P5.5.1.3 M_{V_r}

Tabulka P5.4: Návrhové ohybové momenty pro V_r

	nosník č. 6	
	$L_2/2$	podpora
6.10a	2,43	-2,23
6.10b	3,23	-2,96

P5.5.1.4 M_{V_e}

Tabulka P5.5: Návrhové ohybové momenty pro V_e

	nosník č. 3	
	$L_2/2$	podpora
6.10a	1,24	-1,38
6.10b	1,66	-1,84

P5.6 VÝPOČET ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU

P5.6.1 Výpočet únosnosti průřezu v L₂/2

$$N_{ed} = N_{pk(t=nek.)} = 9676 \text{ kN}$$

$$A_{p,1} = 145 \text{ mm}^2$$

$$R_{pt(t=nek.)} = N_{pk(t=nek.)} / (A_{p,1} * 6 * 12) = 9676 / (145 * 6 * 12) = 927 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 27 \text{ MPa}$$

$$x_i = 336 \text{ mm}$$

$$A_{cc} = 0,345 \text{ m}^2 \text{ (plocha odměřena graficky – AutoCAD)}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p1} = \Delta\sigma_{p1} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p2} = \Delta\sigma_{p2} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p3} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p3} = \Delta\sigma_{p3} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p4} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p4} = \Delta\sigma_{p4} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p5} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p5} = \Delta\sigma_{p5} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p6} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p6} = \Delta\sigma_{p6} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

Rozhodnutí o porušení

$$\Delta F_p = 6 * 875 = 5251 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = A_{cc} * f_{cd} = 0,345 * 27 = 9315 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = F_{cc} - \Delta F_p = 9315 - 5251 = 4067 \text{ kN}$$

$$N_{rd} < N_{ed} \dots\dots \text{tlakové porušení betonu}$$

Iterace x

$$x = 773 \text{ mm}$$

$$A_{cc} = 0,472 \text{ m}^2 \text{ (plocha odměřena graficky – AutoCAD)}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 503 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p1} = \Delta\sigma_{p1} * A_{p1} * 6 * 2 = 503 * 145 * 6 * 2 = 875 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 420 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p2} = \Delta\sigma_{p2} * A_{p1} * 6 * 2 = 420 * 145 * 6 * 2 = 731 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p3} = 338 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p3} = \Delta\sigma_{p3} * A_{p1} * 6 * 2 = 338 * 145 * 6 * 2 = 588 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p4} = 254 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p4} = \Delta\sigma_{p4} * A_{p1} * 6 * 2 = 254 * 145 * 6 * 2 = 442 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p5} = 169 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p5} = \Delta\sigma_{p5} * A_{p1} * 6 * 2 = 169 * 145 * 6 * 2 = 294 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p6} = 85 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p6} = \Delta\sigma_{p6} * A_{p1} * 6 * 2 = 85 * 145 * 6 * 2 = 148 \text{ kN}$$

Výpočet N_{rd}

$$\Delta F_p = \Sigma \Delta F_{pi} = 3078 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = A_{cc} * f_{cd} = 0,427 * 27 = 12756 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = F_{cc} - \Delta F_p = 12756 - 3078 = 9678 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = N_{ed}$$

Ramena vnitřních sil

$$z_{cc} = 0,523 \text{ m}$$

$$z_{c1} = 0,614 \text{ m}$$

$$z_{c2} = 0,519 \text{ m}$$

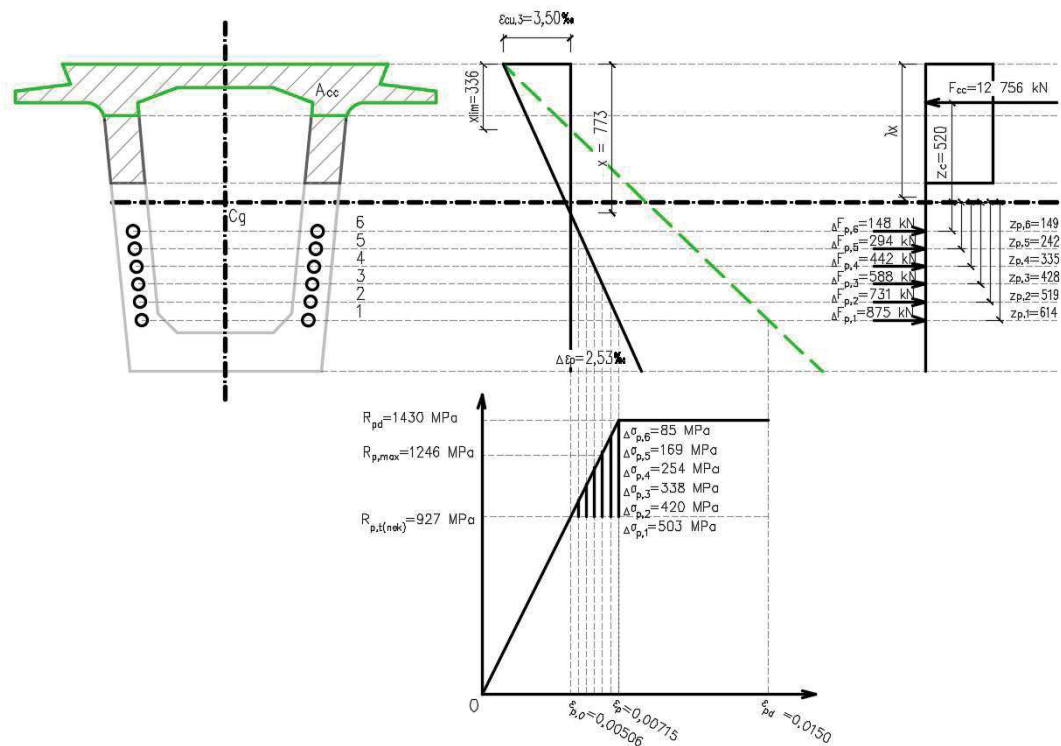
$$z_{c3} = 0,428 \text{ m}$$

$$z_{c4} = 0,335 \text{ m}$$

$$z_{c5} = 0,242 \text{ m}$$

$$z_{c6} = 0,149 \text{ m}$$

$$\underline{M_{rd} = \Sigma (z_{ci} * \Delta F_{pi}) + z_{cc} * F_{cc} = 8101 \text{ kNm}}$$



Obrázek P.518: Posouzení MSÚ – pole

P5.6.2 Výpočet únosnosti průřezu nad podporou

$$N_{ed} = N_{pk(t=nek.)} = 10037 \text{ kN}$$

$$A_{p,1} = 145 \text{ mm}^2$$

$$R_{pt(t=nek.)} = N_{pk(t=nek.)} / (A_{p,1} * 6 * 12) = 10037 / (145 * 6 * 12) = 961 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 27 \text{ MPa}$$

$$x_i = 385 \text{ mm}$$

$$A_{cc} = 0,252 \text{ m}^2 \text{ (plocha odměřena graficky – AutoCAD)}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 469 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p1} = \Delta\sigma_{p1} * A_{p1} * 6 * 2 = 469 * 145 * 6 * 2 = 816 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 469 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p2} = \Delta\sigma_{p2} * A_{p1} * 6 * 2 = 469 * 145 * 6 * 2 = 816 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p3} = 469 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p3} = \Delta\sigma_{p3} * A_{p1} * 6 * 2 = 469 * 145 * 6 * 2 = 816 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p4} = 469 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p4} = \Delta\sigma_{p4} * A_{p1} * 6 * 2 = 469 * 145 * 6 * 2 = 816 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p5} = 469 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p5} = \Delta\sigma_{p5} * A_{p1} * 6 * 2 = 469 * 145 * 6 * 2 = 816 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p6} = 469 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p6} = \Delta\sigma_{p6} * A_{p1} * 6 * 2 = 469 * 145 * 6 * 2 = 816 \text{ kN}$$

Rozhodnutí o porušení

$$\Delta F_p = 6 * 816 = 4896 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = A_{cc} * f_{cd} = 0,252 * 27 = 11804 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = F_{cc} - \Delta F_p = 11804 - 4896 = 1906 \text{ kN}$$

$$N_{rd} < N_{ed} \dots\dots\text{tlakové porušení betonu}$$

Iterace x

$$x = 1025 \text{ mm}$$

$$A_{cc} = 0,437 \text{ m}^2 \text{ (plocha odměřena graficky – AutoCAD)}$$

$$\Delta\sigma_{p1} = 330 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p1} = \Delta\sigma_{p1} * A_{p1} * 6 * 2 = 330 * 145 * 6 * 2 = 574 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 266 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p2} = \Delta\sigma_{p2} * A_{p1} * 6 * 2 = 266 * 145 * 6 * 2 = 463 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p3} = 203 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p3} = \Delta\sigma_{p3} * A_{p1} * 6 * 2 = 203 * 145 * 6 * 2 = 353 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p4} = 139 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p4} = \Delta\sigma_{p4} * A_{p1} * 6 * 2 = 139 * 145 * 6 * 2 = 242 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p5} = 76 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p5} = \Delta\sigma_{p5} * A_{p1} * 6 * 2 = 76 * 145 * 6 * 2 = 132 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{p6} = 12 \text{ MPa} \quad \Delta F_{p6} = \Delta\sigma_{p6} * A_{p1} * 6 * 2 = 12 * 145 * 6 * 2 = 21 \text{ kN}$$

P5.7 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI

P5.7.1 Normální zatížitelnost – V_n

$$v_n = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{v,n}}$$

$$V_{aw} = 100 * v_n$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} V_{aw}$$

$$V_n = \frac{1}{10} V_{nw}$$

Tabulka P5.6: Stanovení normální zatížitelnosti

V_n		M_{Rd}	M_{gd}	M_{vn}	v_n	V_{aw}	V_{nw}	V_n	
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[t]	
6.10a	L ₂ /2	8101,00	-576,10	741,41	11,70	1170,35	1560,47	156,05	114,43
	podpora	-7599,00	362,13	-736,16	10,81	1081,44	1441,92	144,19	
6.10b	L ₂ /2	8101,00	-972,77	986,41	9,20	919,88	1226,50	122,65	
	podpora	-7599,00	812,44	-980,09	8,58	858,23	1144,31	114,43	

P5.7.2 Výhradní zatížitelnost – V_r

$$v_{rw} = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{v,r}}$$

$$V_r = \frac{1}{10} V_{rw}$$

Tabulka P5.7: Stanovení výhradní zatížitelnosti

V_r		M_{Rd}	M_{gd}	M_{vr}	v_r	V_r	
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[t]	
6.10a	L ₂ /2	8101,00	-209,01	2,43	3247,73	324,77	230,44
	podpora	-7599,00	-190,46	-2,23	3493,03	349,30	
6.10b	L ₂ /2	8101,00	-657,91	3,23	2304,36	230,44	
	podpora	-7599,00	-114,22	-2,96	2605,82	260,58	

P5.7.3 Výjimečná zatížitelnost – V_e

$$v_{ew} = \frac{M_{Rd} - M_{g,d}}{M_{v,e}}$$

$$V_e = \frac{1}{10} V_{ew}$$

Tabulka P5.8: Stanovení výjimečné zatížitelnosti

V_e		M_{Rd}	M_{gd}	M_{ve}	v_e	V_e	
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[t]	
6.10a	L ₂ /2	8101,00	-534,07	1,24	6102,36	610,24	378,84
	podpora	-7599,00	164,39	-1,38	5387,40	538,74	
6.10b	L ₂ /2	8101,00	-926,64	1,66	4321,90	432,19	
	podpora	-7599,00	628,37	-1,84	3788,39	378,84	

P5.7.4 Posouzení zatížitelnosti

Normální zatížitelnost	114 t	>	32 t	Vyhovuje.
Výhradní zatížitelnost	230 t	>	80 t	Vyhovuje.
Výjimečná zatížitelnost	378 t	>	180 t	Vyhovuje.

P5.8 ZÁVĚR

Byl proveden přepoččet zatížitelnosti mostu ev. č. 43-011, byly posouzeny nejvíce namáhané prvky mostu pro danou sestavu zatížení dle normového uspořádání podle ČSN 73 6222 na mezní stav únosnosti. Vzhledem k provedeného stavebně technickému průzkumu není nutné výsledné hodnoty redukovat součinitelem α . Výsledná zatížitelnost byla stanovena jako 32-80-180 t. Není třeba umisťovat dopravní značku B 13.

Seznam tabulek

<i>Tabulka P5.1: Kombinační rovnice 6.10a a 6.10b</i>	16
<i>Tabulka P5.2: Návrhové ohybové momenty od stálých složek zatížení</i>	17
<i>Tabulka P5.3: Návrhové ohybové momenty pro V_n</i>	17
<i>Tabulka P5.4: Návrhové ohybové momenty pro V_r</i>	17
<i>Tabulka P5.5: Návrhové ohybové momenty pro V_e</i>	17
<i>Tabulka P5.6: Stanovení normální zatížitelnosti</i>	22
<i>Tabulka P5.7: Stanovení výhradní zatížitelnosti</i>	22
<i>Tabulka P5.8: Stanovení výjimečné zatížitelnosti</i>	23

Seznam obrázků

Obrázek P5.1: Příčný řez mostem.....	3
Obrázek P5.2: Podélný řez mostem.....	3
Obrázek P5.3: Pracovní diagram předpínací výztuže.....	4
Obrázek P5.4: Modelování předpínací výztuže v prostředí programu Scia Engineer	6
Obrázek P5.5: Část původního trasovacího výkresu.....	7
Obrázek P5.6: Sestava zatížení pro normální zatížitelnost.....	8
Obrázek P5.7: Sestava zatížení pro výhradní zatížitelnost.....	9
Obrázek P5.8: Sestava zatížení pro výhradní zatížitelnost.....	10
Obrázek P5.9: Dynamický součinitel.....	11
Obrázek P5.10: Průběh ohybových momentů $M_{g0,k}$	12
Obrázek P5.11: Průběh ohybových momentů $M_{g1,k}$	12
Obrázek P5.12: Průběh ohybových momentů $M_{gset,k}$	13
Obrázek P5.13: Průběh ohybových momentů $M_{p(t=nek.)}$	13
Obrázek P5.14: Průběh ohybových momentů $N_{p(t=nek.)}$	14
Obrázek P5.15: Průběh ohybových momentů M_{Vn}	14
Obrázek P5.16: Průběh ohybových momentů.....	15
Obrázek P5.17: Průběh ohybových momentů M_{Ve}	15
Obrázek P.518: Posouzení MSÚ – pole.....	19
Obrázek P5.19: Posouzení MSÚ – podpora.....	21