



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING TESTING

DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU

DIAGNOSTIC SURVEY OF A REINFORCED CONCRETE BRIDGE

DIPLOMOVÁ PRÁCE

MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jana Juřenová

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.

BRNO 2026

Zadání diplomové práce

Ústav: Ústav stavebního zkušebnictví
Studentka: **Bc. Jana Juřenová**
Vedoucí práce: **doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.**
Akademický rok: 2025/26
Studijní program: N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma diplomové práce:

Diagnostický průzkum železobetonového mostu

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Teoretický rozbor metod a postupů použitých v praktické části práce.

Prohlídka nosné konstrukce mostu, dokumentace stavu.

Předběžné zhodnocení stavu objektu, výběr kritických míst a zpracování plánu průzkumu - výběr diagnostických metod, postup zkoušení a vyhodnocení.

Provedení zkoušek in situ:

Zjištění vyztužení vybraných prvků, odběr vzorků betonu.

Laboratorní zkoušky betonu.

Zpracování a vyhodnocení výsledků zkoušek.

Stanovení zatížitelnosti mostu.

Zhodnocení výsledků průzkumu a návrh opatření pro případnou rekonstrukci.

Závěr.

Cíle a výstupy diplomové práce:

Provedení hlavní prohlídky mostu.

Plán průzkumu mostní konstrukce.

Provedení diagnostického průzkumu.

Provedení a vyhodnocení zkoušek.

Stanovení zatížitelnosti mostu.

Zhodnocení stavu a návrh opatření.

Seznam doporučené literatury a podklady:

Cikrle, P. a kol. NDT zkoušení ve stavebnictví. Příručka kurzu CŽV. VUT v Brně, 2010.

Kukaň, V., Šafář, R., Hrdoušek, V.: Betonové mosty 10, ČVUT Praha, 2004

Stráský, J., Klusáček, L., Panáček, J., Nečas, R., Zich, M.: Betonové mosty I. Modul CB1 až CB3(studijní opora v elektronické podobě), VUT, Brno, 2006

Dokumentace vybraného mostu - mostní list.

TP 72 - Diagnostický průzkum mostů PK, Ministerstvo dopravy ČR.

ČSN 73 6220, ČSN 736221 a další platné normy ČSN, EN.

Termín odevzdání diplomové práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 21. 3. 2025

L. S.

prof. Ing. Pavel Schmid, Ph.D.
vedoucí ústavu

doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.
vedoucí práce

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.
děkan

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se věnuje diagnostickému průzkumu mostní konstrukce, kterou tvoří monolitický železobetonový rošt o jednom poli. Konstrukce se nachází v Hradčanech u Brna a slouží jako silniční most přes železniční trať. Práce zahrnuje teoretický rozbor metod a postupů používaných při diagnostice mostů, který slouží jako podklad pro praktickou část. Ta zahrnuje hlavní prohlídku mostu, provedení diagnostických měření in situ, odběr vzorků a laboratorní zkoušky betonu. Závěrem praktické části je stanovení zatížitelnosti konstrukce a návrh opatření pro údržbu či případnou rekonstrukci.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železobetonový most, monolitický železobetonový rošt, diagnostický průzkum, hlavní prohlídka mostu, zatížitelnost, návrh opatření, nedestruktivní metody, destruktivní metody, pevnost betonu v tlaku

ABSTRACT

This thesis focuses on the diagnostic survey of a bridge structure consisting of a monolithic reinforced concrete grid with a single span. The structure is located in Hradčany near Brno and serves as a road bridge over a railway line. The thesis includes a theoretical analysis of methods and procedures used in bridge diagnostics, which serves as a basis for the practical part. This includes a main inspection of the bridge, diagnostic measurements in situ, sampling, and laboratory testing of concrete. The practical part concludes with the determination of the load-bearing capacity of the structure and a proposal for maintenance or possible reconstruction measures.

KEYWORDS

Reinforced concrete bridge, monolithic reinforced concrete grid, diagnostic survey, main bridge inspection, load capacity, recommended measure, non-destructive testing methods, destructive testing methods, compressive strength of concrete

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

JUŘENOVÁ, Jana. Diagnostický průzkum železobetonového mostu. Brno, 2025. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví. Vedoucí doc. Ing. Petr Cikrle, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Diagnostický průzkum železobetonového mostu* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 16.1.2026

Bc. Jana Juřenová

autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Diagnostický průzkum železobetonového mostu* zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 16.1.2026

Bc. Jana Juřenová

autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Mé poděkování patří především vedoucímu této práce, doc. Ing. Petru Cikrlovi, Ph.D., za jeho trpělivost, laskavost a cenné rady nejen při tvorbě práce. Jeho odborné zkušenosti s diagnostikou konstrukcí byly pro mě zdrojem inspirace a vždy pro mě zůstanou vzorem v oblasti diagnostiky.

Ráda bych poděkovala i firmě Mostní vývoj s.r.o. za příležitost podílet se na průzkumu mostu, kterým se tato práce zabývá, a za možnost bezprostředního propojení teorie s praxí.

Děkuji také své rodině a blízkým, kteří mě po celou dobu studia podporovali, utěšovali ve chvílích, kdy se nedařilo, a spolu se mnou se radovali z úspěchů.

V neposlední řadě patří mé poděkování spolužákům, zejména mé kolegyni Karolíně Slezákové, se kterou jsme tvořily nerozlučnou dvojici a vzájemně si byly oporou během celého studia.

OBSAH

1 ÚVOD.....	11
1.1 MOSTNÍ KONSTRUKCE V ČESKÉ REPUBLICE	11
1.2 VÝZNAM ÚDRŽBY A SPRÁVY MOSTŮ.....	12
1.3 CÍLE PRÁCE.....	12
2 TEORETICKÝ ROZBOR POUŽITÝCH METOD A POSTUPŮ	13
2.1 SYSTÉM PROHLÍDEK A HODNOCENÍ MOSTŮ	13
2.1.1 Druhy prohlídek a jejich rozsah	13
2.1.2 Hodnocení mostů podle stavebního stavu	14
2.1.3 Hodnocení mostů podle bezpečnosti provozu	15
2.1.4 Naléhavost oprav a údržba mostů.....	16
2.2 DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM A ZKUŠEBNÍ METODY	18
2.2.1 Diagnostický průzkum podle TP 72 [8].....	18
2.2.2 Georadarové měření.....	19
2.2.3 Sekané sondy.....	21
2.2.4 Metoda odrazových tvrdměřů	21
2.2.5 Ultrazvuková impulzová metoda	23
2.2.6 Metoda jádrových vývrtů	26
2.3 ZATÍŽITELNOST MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ	28
3 HLAVNÍ PROHLÍDKA A DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM MOSTU.....	29
3.1 UMÍSTĚNÍ A ZÁKLADNÍ ÚDAJE.....	29
3.2 HLAVNÍ PROHLÍDKA MOSTU.....	30
3.2.1 Základní údaje o provedení hlavní prohlídky	31
3.2.2 Popis částí mostu	31
3.2.3 Stav a zjištěné závady částí mostu	34
3.2.4 Předběžné zhodnocení stavu mostu	39
3.3 NÁVRH DIAGNOSTICKÉHO PRŮZKUMU	40
3.3.1 Lokalizace a ověření vyztužení prvků konstrukce.....	40
3.3.2 Ověření vlastností betonu jednotlivých částí konstrukce	41
3.4 PROVEDENÍ ZKOUŠEK A MĚŘENÍ IN SITU.....	44
3.4.1 Georadar	45
3.4.2 Sekané sondy.....	47
3.4.3 Tvrdoměrná metoda	52
3.4.4 Odběr jádrových vývrtů	54
3.5 LABORATORNÍ ZKOUŠKY BETONU	59
3.6 VYHODNOCENÍ PRŮZKUMU	65
4 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI A POSOUZENÍ MOSTU.....	77
4.1 PODKLADY PRO VÝPOČET	77
4.2 STATICKÉ PŮSOBENÍ A STANOVENÍ PŘÍSLUŠNÝCH MOMENTŮ	79
4.3 STANOVENÍ JEDNOTLIVÝCH ZATÍŽITELNOSTÍ.....	87
5 ZHODNOCENÍ STAVU A NÁVRH OPATŘENÍ.....	91

6 ZÁVĚR	93
7 SEZNAMY	94
7.1 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	94
7.2 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A VELIČIN	97
7.3 SEZNAM OBRÁZKŮ	101
7.4 SEZNAM TABULEK	107
7.5 SEZNAM PŘÍLOH	109
8 PŘÍLOHY	110

1 ÚVOD

1.1 MOSTNÍ KONSTRUKCE V ČESKÉ REPUBLICE

Mostní konstrukce tvoří nedílnou součást dopravní infrastruktury České republiky a významně ovlivňují nejen okolní území, a to jak svou funkcí, tak i estetickým rázem. Česká republika disponuje rozsáhlou a různorodou sítí mostních objektů, která zahrnuje jak historické mosty z různorodých materiálů, tak moderní železobetonové a ocelové konstrukce navrhované podle současných evropských norem. Vedle běžných silničních a železničních mostů se na území státu nachází také řada technicky i architektonicky výjimečných staveb [1].

Mezi historicky významné mostní konstrukce patří například Karlův most v Praze, který je nejen technickým dílem své doby, ale i kulturní památkou evropského významu. Dále barokní obloukový most z cihel – Cihelný most na Mikulovsku nebo také dřevěný most Černvír. Z novodobých staveb lze uvést Nuselský most, jenž po svém dokončení představoval jednu z nejodvážnějších železobetonových konstrukcí ve střední Evropě. V současnosti navazuje na tuto tradici například výstavba nového mostu přes údolí řeky Střely u Plas, který má po dokončení dosáhnout výšky výrazně převyšující Nuselský most a stát se nejvyšším silničním mostem v České republice [2; 3].

Mostní fond v České republice je však značně heterogenní nejen z hlediska konstrukčního řešení, ale i stáří a technického stavu. Významná část mostů byla postavena ve třicátých až padesátých letech 20. století a dnes se nachází na hranici nebo za hranicí své původně uvažované životnosti. Situace je dále komplikována roztržitostí správy mostních objektů. Mosty na dálnicích a silnicích I. třídy jsou ve správě Ředitelství silnic a dálnic, zatímco mosty na silnicích II. a III. třídy spravují jednotlivé kraje a mosty na místních komunikacích obce. Tento systém vede k rozdílnému přístupu k údržbě, opravám i evidenci technického stavu mostů [1; 4].

Přestože správci komunikací pravidelně zveřejňují statistické přehledy o stavu mostního fondu, dostupnost těchto dat pro širší odbornou i laickou veřejnost je omezená a jejich interpretace není vždy jednoznačná. To ztěžuje celkové hodnocení skutečného technického stavu mostních konstrukcí v České republice [1; 5].

1.2 VÝZNAM ÚDRŽBY A SPRÁVY MOSTŮ

Správná a systematická péče o mostní konstrukce je klíčovým předpokladem pro zajištění jejich dlouhodobé funkčnosti, bezpečnosti provozu a hospodárného využívání veřejných prostředků. Mosty jsou vystaveny kombinaci stálého zatížení, proměnného dopravního zatížení a nepříznivých vlivů prostředí, což vede k postupné degradaci konstrukčních materiálů a vzniku poruch [1; 6].

Z dostupných informací vyplývá, že i při pravidelném sledování technického stavu se v síti mostních objektů nachází nezanedbatelný počet konstrukcí ve špatném až velmi špatném stavu. Například ve správě Ředitelství silnic a dálnic se v první polovině roku 2025 nacházelo přibližně 5 350 mostů, z nichž zhruba 120 bylo hodnoceno jako mosty ve velmi špatném technickém stavu. Tyto objekty představují zvýšené riziko nejen z hlediska bezpečnosti provozu [1; 3].

Údržba a správa mostů představují významnou finanční zátěž. Roční náklady na údržbu mostů ve správě Ředitelství silnic a dálnic se pohybují v řádu několika miliard korun, přičemž další finanční prostředky jsou vynakládány na provádění běžných a hlavních prohlídek i diagnostických průzkumů. Tyto činnosti však nelze vnímat pouze jako náklad, ale především jako investici, která umožňuje včasnou identifikaci poruch a prodloužení životnosti mostních konstrukcí [1; 3].

Nedostatečná, opožděná či nevhodná údržba může vést k výraznému zhoršení technického stavu, nutnosti omezení provozu nebo dokonce k haváriím. Z tohoto důvodu je kladen stále větší důraz na systematické hodnocení technického stavu mostů a využívání diagnostických průzkumů. Ty kombinují nedestruktivní a destruktivní zkoušky, které umožňují kompromis požadavku přesného posouzení skutečného stavu konstrukce zároveň s minimalizací zásahu do konstrukce [6; 7].

1.3 CÍLE PRÁCE

Cílem této diplomové práce je posouzení technického stavu vybraného silničního mostu na základě kombinace hlavní prohlídky, diagnostického průzkumu a následného vyhodnocení získaných dat. Práce je zaměřena zejména na stanovení materiálových charakteristik betonu nosné konstrukce a vybraných částí spodní stavby a na jejich využití při posouzení zatížitelnosti mostu. Výsledky práce mají sloužit jako podklad pro objektivní posouzení stavu mostu a zároveň ilustrovat význam komplexního přístupu ke správě a údržbě mostních konstrukcí.

2 TEORETICKÝ ROZBOR POUŽITÝCH METOD A POSTUPŮ

2.1 SYSTÉM PROHLÍDEK A HODNOCENÍ MOSTŮ

2.1.1 Druhy prohlídek a jejich rozsah

Systém prohlídek mostních objektů slouží k průběžnému sledování jejich technického stavu, bezpečnosti provozu a k včasné identifikaci poruch, které mohou nepříznivě ovlivnit funkčnost, trvanlivost nebo zatížitelnost mostní konstrukce. Prohlídky představují základní nástroj správy mostních objektů a tvoří výchozí podklad pro plánování údržby, oprav, případně pro rozhodnutí o provedení podrobnějších diagnostických průzkumů [7; 8].

Rozsah jednotlivých prohlídek je vždy přizpůsoben významu mostu, jeho technickému stavu, konstrukčnímu uspořádání a provozním podmínkám [7].

Dle normy ČSN 73 6221 se prohlídky mostů dělí podle rozsahu a účelu na několik základních typů. Jednotlivé druhy prohlídek se liší četností provádění, mírou podrobnosti i požadavky na způsob zpřístupnění konstrukce [7].

Základním typem prohlídky je **běžná prohlídka**, která se provádí v pravidelných intervalech jednou až dvakrát ročně v závislosti na klasifikaci stavebního stavu mostu. Běžná prohlídka je zaměřena především na snadno přístupné části konstrukce a slouží ke sledování aktuálního stavu konstrukce a ke zjišťování nově vzniklých nebo zhoršujících se poruch. Dále je důležitým podkladem pro plánování běžné údržby [7].

Hlavní prohlídka představuje podrobné vizuální posouzení technického stavu mostu. Provádí se v intervalech 2, 4 nebo 6 let, přičemž konkrétní interval je stanoven podle klasifikace stavebního stavu mostu (I–VII). Prohlídka je zaměřena na systematické posouzení všech částí mostu, identifikaci poruch ovlivňujících jeho trvanlivost, zatížitelnost a bezpečnost provozu a tvoří základní podklad pro rozhodování o dalším sledování konstrukce, provedení diagnostického průzkumu nebo návrhu oprav [7; 8].

Mimořádná prohlídka je realizována zejména po mimořádných událostech, jako jsou povodně, dopravní nehody, nárazy vozidel nebo při náhlém zhoršení technického stavu mostu [7].

Specifickým druhem je **kontrolní prohlídka**, která se zaměřuje na ověření provádění a odpovídající kvality prohlídek, a také na účinnosti provedených opatření. Kontrolní prohlídky se často provádějí v návaznosti na diagnostický průzkum nebo po realizaci oprav [7].

Norma dále definuje další typy prohlídek, zejména **první hlavní prohlídku, technickou prohlídku a prohlídku podjezdu**. Tyto prohlídky jsou prováděny v závislosti na specifických okolnostech, jako je uvedení mostu do provozu, potřeba podrobnějšího technického posouzení nebo zajištění bezpečnosti provozu pod mostem [7].

2.1.2 Hodnocení mostů podle stavebního stavu

Hodnocení mostů podle stavebního stavu (spolehlivosti) slouží k systematickému a objektivnímu posouzení technického stavu mostní konstrukce a jejích jednotlivých částí. Podle normy ČSN 73 6221 se hodnocení mostu a jeho částí provádí odhadem v rámci hlavní prohlídky, první hlavní prohlídky nebo mimořádné prohlídky. Výsledky hodnocení jsou evidovány v příslušném informačním systému a aktuální stavební stav mostu je zaznamenán v mostním listu [7; 9; 10].

Cílem hodnocení stavebního stavu je stanovit míru opotřebení jednotlivých částí mostu, identifikovat závažnost zjištěných poruch a vytvořit podklad pro rozhodování o dalším postupu [7].

Podle normy ČSN 73 6221 je stavební stav mostu klasifikován pomocí sedmistupňové klasifikační stupnice (I–VII). Charakteristika jednotlivých stupňů stavebního stavu je uvedena v tabulce (*Tabulka 1*), převzaté z normy ČSN 73 6221. Hodnocení vychází především z vizuálního posouzení jednotlivých částí mostu, zejména spodní stavby a nosné konstrukce [7].

Tabulka 1: Klasifikační stupně stavebního stavu [7]

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 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).

Při stanovení stavebního stavu se posuzuje nejen aktuální rozsah poruch, ale také jejich charakter, pravděpodobná příčina a očekávaný vývoj v čase. Zvláštní pozornost je věnována výskytu trhlin, jejich šířce, orientaci a rozsahu, neboť trhliny mohou významně ovlivňovat trvanlivost konstrukce a její další degradační procesy. Současně se zohledňuje význam mostu z hlediska dopravy, zatížení a jeho provozní funkce [7].

Výsledný klasifikační stupeň stavebního stavu slouží jako základ pro určení četnosti dalších prohlídek, rozhodnutí o potřebě provedení diagnostického průzkumu a návrhu případných sanačních, rekonstrukčních nebo provozních opatření [7].

Hodnocení stavebního stavu mostu v rámci této diplomové práce je provedeno na základě hlavní prohlídky a následně zpřesněno výsledky diagnostického průzkumu. Posuzovaný most je podle údajů uvedených v mostním listu klasifikován stavebním stavem V – špatný, a to jak u spodní stavby, tak u nosné konstrukce [7; 8; 10].

2.1.3 Hodnocení mostů podle bezpečnosti provozu

Hodnocení mostů podle bezpečnosti provozu slouží k posouzení, zda technický stav mostu a jeho vybavení neohrožuje bezpečný provoz pozemní komunikace, železniční dopravy ani ostatních účastníků provozu, a to jak na mostu, tak pod ním. Toto hodnocení je prováděno v rámci hlavní, první hlavní nebo mimořádné prohlídky a jeho výsledek je evidován v mostním listu [7; 9].

Podle normy ČSN 73 6221 se bezpečnost provozu hodnotí samostatně prostřednictvím stupně použitelnosti mostu nebo jeho částí, který vyjadřuje míru omezení provozu z hlediska bezpečnosti. Hodnocení zohledňuje zejména stav mostního vybavení, stavební uspořádání mostu a výskyt závad, které mohou představovat riziko [7].

Při posuzování bezpečnosti provozu se hodnotí především:

- stav zábradlí, svodidel a protidotykových zábran,
- šířkové a výškové uspořádání mostu,
- stav vozovky a přechodových oblastí,
- přítomnost nebezpečných otvorů, mezer nebo překážek,
- úplnost a čitelnost dopravního značení a výstražných prvků [7].

Stupně použitelnosti mostu jsou definovány pětistupňovou klasifikací (1-5), která vyjadřuje rozsah omezení provozu od plně použitelného mostu až po stav, kdy je provoz na mostě nepřijatelný. Přehled jednotlivých stupňů použitelnosti je uveden v tabulce (*Tabulka 2*) podle normy ČSN 73 6221 [7].

Tabulka 2: Stupně použitelnosti mostu [7]

Stupeň použitelnosti	Použitelnost	Popis stavu mostu nebo jeho části
1	Použitelný	Bez závad a poruch ovlivňujících použitelnost.
2	Podmíněně použitelný	Závady a poruchy, které nemají vliv na použitelnost, ale představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu do 5 let.
3	Použitelný s výhradou	Závady a poruchy, které mají vliv na použitelnost, ale nevyžadují okamžitá opatření ani omezení provozu.
4	Omezeně použitelný	Závady a poruchy, které umožňují dočasný provoz na mostě, avšak za předpokladu okamžitých opatření nebo omezení provozu na mostě.
5	Nepoužitelný	Závady a poruchy, které z hlediska zajištění bezpečnosti provozu vyžadují okamžité uzavření mostu nebo jeho části do doby odstranění závad.

V rámci této diplomové práce je hodnocení bezpečnosti provozu mostu převzato z mostního listu. Posuzovaný most je z hlediska bezpečnosti provozu klasifikován stupněm IV – omezeně použitelný, což znamená, že jeho provoz je možný pouze za určitých omezení a při zvýšené pozornosti správce mostu. Toto hodnocení představuje důležitý podklad pro návrh opatření ke zlepšení bezpečnosti provozu a pro další posouzení mostní konstrukce [7; 10].

2.1.4 Naléhavost oprav a údržba mostů

Nutnost opravy či údržby mostu a doba, za kterou má být toto provedeno, je vyjádřena naléhavostí příslušných opatření. Jedná se o časové určení do kdy má být proveden navržený zásah na mostní konstrukci, aby byla konstrukce v odpovídajícím technickém stavu a byla bezpečná provozu. Hodnocení naléhavosti oprav je nedílnou součástí systému správy mostů a navazuje na výsledky hodnocení spolehlivosti a použitelnosti mostu [7; 6].

Podle normy ČSN 73 6221 se naléhavost oprav stanovuje na základě kombinace následujících hledisek:

- klasifikačního stupně stavebního stavu mostu,
- stupně použitelnosti mostu z hlediska bezpečnosti provozu,
- charakteru, rozsahu a vývoje zjištěných poruch,
- významu mostu v dopravní síti a intenzity provozu [7].

Cílem hodnocení naléhavosti oprav je určit, zda postačuje běžná údržba, zda je nutné provedení lokálních oprav, nebo zda je třeba zahájit přípravu na rozsáhlejší akci např. rekonstrukci mostu. Současně slouží jako podklad pro plánování finančních a technických prostředků správce mostu [7].

Norma rozlišuje několik základních kategorií (termínů) naléhavosti odstranění zjištěných závad, které vyjadřují časový horizont potřebného zásahu – od závad, jejichž odstranění je možné v delším časovém horizontu (řádově do 10 let), až po závady vyžadující neodkladné řešení nejen z důvodu ohrožení bezpečnosti provozu [7].

Údržba mostů představuje souhrn prací neinvestičního charakteru, jejichž cílem je udržení mostní konstrukce v provozuschopném a bezpečném technickém stavu po celou dobu její životnosti [7; 6].

Podle normy ČSN 73 6221 zahrnuje údržba mostů zejména:

- nestavební údržbu, jako je čištění konstrukce, odstraňování vegetace, zajištění funkčnosti odvodnění nebo drobné úpravy povrchů,
- stavební údržbu, která zahrnuje menší stavební zásahy bez podstatného ovlivnění nosného systému,
- opravy, zaměřené na odstranění zjištěných poruch konstrukce,
- rekonstrukce, které představují rozsáhlejší zásahy do konstrukce [7].

Volba vhodného typu zásahu závisí zejména na klasifikačním stupni stavebního stavu mostu a na kategorii naléhavosti odstranění zjištěných závad. Údržba mostu se provádí průběžně po celý rok a její nedílnou součástí je také pravidelné provádění prohlídek mostu podle této normy [7].

V případě mostů se zhoršeným stavebním stavem nebo omezenou použitelností je běžná údržba zpravidla nedostatečná a je nutné přistoupit k podrobnějšímu posouzení technického stavu. V takových případech norma doporučuje provedení diagnostického průzkumu, který umožní přesnější stanovení rozsahu poruch, materiálových charakteristik konstrukce a návrh odpovídajících sanačních opatření [7; 8].

2.2 DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM A ZKUŠEBNÍ METODY

2.2.1 Diagnostický průzkum podle TP 72 [8]

Diagnostický průzkum mostních konstrukcí představuje soubor činností a zkoušek, jejichž cílem je podrobné poznání technického stavu konstrukce, materiálových vlastností použitých materiálů a rozsahu zjištěných poruch. Slouží jako nadstavba nad systémem pravidelných prohlídek a je zpravidla prováděn v případech, kdy výsledky hlavní nebo mimořádné prohlídky neumožňují spolehlivé posouzení stavu konstrukce nebo její zatížitelnosti [7; 8].

Zásady a metodika diagnostického průzkumu mostů jsou v České republice upraveny technickým předpisem TP 72 – Diagnostický průzkum mostů PK. Tento předpis stanovuje základní členění diagnostického průzkumu, doporučené postupy zkoušení apod.[8].

Podle TP 72 se rozlišuje dle rozsahu diagnostický průzkum:

- základní,
- dílčí,
- podrobný,
- případně doplňkový, prováděný na základě potřeby zpřesnění výsledků[8].

Diagnostický průzkum a jeho rozsah je vždy přizpůsoben konkrétnímu mostnímu objektu a vychází zejména z:

- výsledků hlavní prohlídky,
- typu a stáří konstrukce,
- charakteru a množství zjištěných poruch,
- účelu průzkumu – stanovení příslušných charakteristik,
- provozních a technických omezení při provádění průzkumu [8].

Dle TP 72 jsou nedestruktivní zkoušky většinou na místě, nejen vzhledem k jejich jednoduchosti, ale vyžadují značnou praxi ve vyhodnocování výsledků. Nedestruktivní metody slouží především k orientačnímu posouzení stavu konstrukce, k identifikaci poruch a k výběru vhodných míst pro destruktivní zkoušky. Destruktivní metody pak umožňují přímé stanovení materiálových charakteristik a zpřesnění výsledků nedestruktivních měření [8; 11].

Významnou součástí diagnostického průzkumu je také vzájemná korelace výsledků jednotlivých metod, zejména zpřesnění odhadů pevnosti betonu z nedestruktivních zkoušek pomocí výsledků laboratorních zkoušek na vzorcích odebraných z konstrukce. Tento postup je nezbytný pro dosažení dostatečné spolehlivosti výsledků a je v souladu s požadavky norem pro hodnocení betonu in situ [11].

Výsledky diagnostického průzkumu představují klíčový podklad pro:

- stanovení materiálových vlastností konstrukce,
- posouzení zatížitelnosti mostu,
- návrh vhodných sanačních nebo rekonstrukčních opatření,
- rozhodování o dalším provozu mostu [8].

V rámci této diplomové práce je diagnostický průzkum navržen a proveden dle metodiky TP 72, přičemž jeho rozsah a skladba zkušebních metod vycházejí z výsledků hlavní prohlídky a z požadavku na podrobné posouzení technického stavu nosné konstrukce mostu [8].

Nejprve následují zkušební metody používané pro ověření betonářské výztuže v konstrukci, poté je navázáno metodami pro ověření vlastností betonu existující konstrukce.

2.2.2 Georadarové měření

V posledních letech se georadar stal vcelku běžně používanou metodou při průzkumech železobetonových konstrukcí. Jeho rozšíření souvisí zejména s vývojem měřicí techniky, dostupností a se zlepšením softwarového zpracování naměřených dat, které umožňuje interpretaci výsledků i přímo v terénu [12; 13].

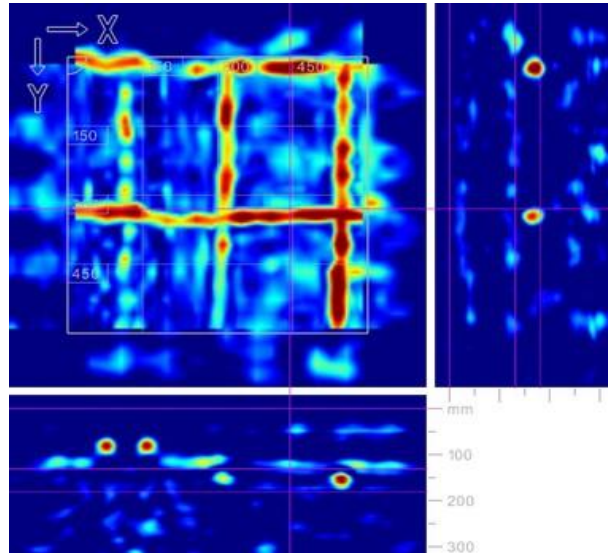
Georadarové měření se ve stavební diagnostice používá zejména pro:

- lokalizaci betonářské výztuže,
- orientační stanovení krycí vrstvy betonu,
- identifikaci vrstevních rozhraní, dutin nebo lokálních nehomogenit,
- ověření skutečného uspořádání oproti dostupné dokumentaci [12; 13].

Výsledky georadarového měření poskytují cenné informace o vnitřní struktuře konstrukce, které nelze získat běžně vizuálně. Tyto informace jsou klíčové zejména při návrhu destruktivních metod, jako jsou sekané sondy nebo odběry jádrových vývrtů, neboť umožňují cíleně volit místa odběru a minimalizovat zásah do výztuže [12; 13].

Georadarové měření (GPR – Ground Penetrating Radar) je nedestruktivní diagnostická metoda založená na vysílání vysokofrekvenčních elektromagnetických pulzů do konstrukčního materiálu a na registraci jejich odrazů od vnitřních nehomogenit. Tyto odrazy vznikají na rozhraních materiálů s rozdílnými elektromagnetickými vlastnostmi, typicky mezi betonem a ocelovou výztuží, případně na dutinách, štěrkových hnízdech nebo vrstevních rozhraních betonu [12; 13].

Zaznamenané odrazy jsou zpracovány do tzv. radargramů, které znázorňují odezvu konstrukce v závislosti na hloubce a poloze měření. Na základě těchto výstupů lze interpretovat přítomnost výztuže, změny materiálových vlastností nebo jiné anomálie uvnitř konstrukce [12; 13].



Obrázek 1: Georadar Hilti PS 1000 X-[30] Obrázek 2: Ukázka grafického výstupu z georadaru [12]

Mezi hlavní výhody georadarového měření patří jeho nedestruktivnost, rychlost provedení a možnost plošného proměření konstrukce. Metoda umožňuje získat poměrně ucelený přehled o vnitřním uspořádání prvků a významně tak přispívá k efektivitě průzkumu [12; 13].

Na druhé straně je nutné upozornit na nevýhody či omezení metody. Kvalita výsledků je ovlivněna vlastnostmi betonu, zejména jeho vlhkostí a složením, a interpretace radargramů vyžaduje odborné zkušenosti. Georadar rovněž neumožňuje zcela přesné stanovení průměru ani vlastností výztuže a poskytuje především informace o její poloze [12; 13].

V rámci diagnostického průzkumu mostních konstrukcí plní georadarové měření především orientační a podpůrnou funkci. Slouží k předběžnému zmapování vnitřního uspořádání konstrukce a k upřesnění míst, kde je vhodné provést destruktivní zkoušky. V kombinaci s dalšími nedestruktivními metodami a s následnými laboratorními zkouškami významně zvyšuje vypovídací hodnotu celého diagnostického průzkumu [12].

Text kapitoly vychází z odborných publikací a praktických zkušeností uvedených v [12] a [13].

2.2.3 Sekané sondy

Sekané sondy představují jednoduchou destruktivní metodu diagnostického průzkumu, která slouží k přímému ověření skutečného uspořádání betonářské výztuže v konstrukci. Metoda umožňuje náhled do konstrukce a my tak pomocí ní můžeme lokalizovat výztuž, určit její druh, průměr, polohu, tloušťku krycí vrstvy betonu a také orientačně posoudit její stav, zejména z hlediska míry koroze [14].

Výhodou sekaných sond je jejich vysoká vypovídací hodnota, avšak pouze v místě jejich provedení. Metoda je však prostorově lehce omezená – umožňuje odhalení pouze výztuže nacházející se v blízkosti povrchu konstrukce. U složitěji vyztužených prvků nebo u výztuže uložené ve větší hloubce není její aplikace vhodná, protože by mohlo dojít k nežádoucímu zásahu do konstrukce a k narušení její únosnosti.



Obrázek 3: Ukázka sekané sondy mostního trámu

Sekané sondy představují výrazný zásah do konstrukce, a proto se jejich použití doporučuje pouze v omezeném rozsahu a na předem vytipovaných místech. Většinou navazují na výsledky nedestruktivních metod, jako jsou georadarová měření nebo elektromagnetické indikátory výztuže, které umožní cílený výběr míst s nejasným uspořádáním výztuže.

2.2.4 Metoda odrazových tvrdoměrů

Metoda odrazových tvrdoměrů typu Schmidt patří mezi nejčastěji používané nedestruktivní metody pro orientační posouzení kvality a pevnosti betonu in situ. Je založena na měření velikosti zpětného odrazu úderníku po nárazu na povrch betonu. Naměřená hodnota odrazu souvisí s tvrdostí povrchové vrstvy betonu a nepřímo s jeho pevností v tlaku [11].

Hlavními výhodami této metody jsou rychlost, jednoduchost provedení a možnost provést velké množství měření přímo na konstrukci bez jejího narušení. Z tohoto důvodu je metoda

vhodná zejména pro plošné porovnání kvality betonu mezi jednotlivými částmi konstrukce a pro hodnocení rovnoměrnosti betonu [11].

Současně má metoda odrazových tvrdoměrů řadu omezení, která je nutné při vyhodnocení výsledků zohlednit. Naměřené hodnoty mohou být významně ovlivněny:

- stavem a drsností povrchu betonu,
- vlhkostí betonu,
- karbonatací povrchových vrstev,
- druhem použitého kameniva v betonu,
- orientací měření (směrem úderu),
- lokálními převážně povrchovými poruchami [11; 15].

Z těchto důvodů nelze považovat pevnost betonu stanovenou pouze na základě tvrdoměrného měření za plně spolehlivou. Norma ČSN 73 1373 proto zavádí pojem pevnost betonu s nezaručenou přesností f_{be} , která vyjadřuje orientační hodnotu pevnosti odvozenou z tvrdoměrných měření. Tato hodnota je nejčastěji převáděna dle tabulek, dále kalibračního vztahu nebo křivek uvedených v normě nebo výrobcem přístroje [11; 16].

Při provádění tvrdoměrných měření je nezbytné zaznamenávat nejen hodnoty odrazu, ale také směr zkoušení (vodorovně, svisle nahoru/dolů), protože orientace úderu ovlivňuje výsledné hodnoty a je zohledněna při převodu odrazu na pevnost f_{be} podle příslušných normových postupů [11; 16].

Pro zvýšení spolehlivosti výsledků je nezbytné zpřesnění tvrdoměrného měření pomocí destruktivních zkoušek, nejčastěji prostřednictvím výsledků zkoušek pevnosti betonu v tlaku na jádrových vývrtech. Toto zpřesnění se provádí pomocí součinitele upřesnění α , který vyjadřuje vztah mezi skutečnou pevností betonu stanovenou laboratorní zkouškou a odpovídající pevností s nezaručenou přesností z tvrdoměrného měření [11; 16; 17].

Součinitel α je dán vztahem:

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

Kde:

- f_{bi} - pevnost betonu v tlaku stanovená na i -tém zkušebním vzorku
- f_{bei} - pevnost betonu v tlaku se nezaručenou přesností, stanovená na témže zkušebním vzorku;
- n – počet zkušebních vzorků [16].

Použití součinitele α umožňuje kalibraci výsledků z tvrdoměrného měření na konkrétní konstrukci, čímž se významně zvyšuje vypovídací schopnost metody. Tento postup je v souladu s požadavky ČSN 73 2011, která doporučuje kombinaci nedestruktivních a destruktivních metod při stanovení pevnosti betonu in situ [18].

V praxi se používají různé typy odrazových tvrdoměrů Schmidt, zejména typy N, L a M, které se liší energií úderu a oblastí použití. V posledních letech se rovněž uplatňují modernější digitální přístroje typu SilverSchmidt, u nichž je místo klasického odskoku měřen koeficient odrazu Q . Tyto přístroje vykazují nižší citlivost na orientaci měření a některé vlivy. V rámci této diplomové práce byl však použit klasický odrazový tvrdoměr originál Schmidt typu N [11].



Obrázek 4: Odrazový tvrdoměr Original Schmidt N [32] Obrázek 5: Odrazový tvrdoměr SilverSchmidt [31]

Metoda odrazových tvrdoměrů tak v rámci diagnostického průzkumu není samostatnou metodou pro přesné stanovení pevnosti betonu, ale představuje efektivní nástroj pro plošné a čítné hodnocení konstrukce. Výsledky jsou poté zpřesněny na základě laboratorních zkoušek na jádrových vývrtech.

2.2.5 Ultrazvuková impulzová metoda

Ultrazvuková impulzová metoda patří mezi nedestruktivní metody zkoušení betonu a je založena na měření doby průchodu ultrazvukového impulsu materiálem. Při známé délce měřicí základny lze ze změřeného času stanovit rychlost šíření ultrazvukového vlnění. Ta souvisí s fyzikálně-mechanickými vlastnostmi betonu, zejména s jeho hustotou, vnitřní strukturou a modulem pružnosti [11; 19].

Rychlost šíření UZ vlnění se stanoví podle vztahu:

$$v_i = \frac{L_i}{T_i - T_0} \quad (2)$$

kde: v_i – rychlost šíření ultrazvuku [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$];

L_i – délka příslušné měřicí základny [m];

T_i – naměřená doba průchodu [s];

T_0 – mrtvý čas [s];

i – číslo základny [11].

V rámci průzkumů může být ultrazvuková metoda využívána jak in situ, tak i v laboratorních podmínkách na odebraných zkušebních tělesech. V této diplomové práci je ultrazvuková impulzová metoda použita výhradně v laboratoři, a to na vzorcích – zkušebních tělesech z jádrových vývrtů [19; 11].

Princip metody spočívá ve vyslání krátkého impulsu vysílačem a v zaznamenání jeho příchodu k přijímači. Z naměřené doby průchodu impulsu a známé vzdálenosti mezi sondami je stanovena rychlost šíření ultrazvukového vlnění v betonu. Ve stavebnictví se používají frekvence UZ vlnění zpravidla v rozsahu 20–150 kHz, které umožňují průchod signálu i masivními betonovými prvky [11; 19].

Podle vzájemné polohy vysílače a přijímače se rozlišují tři základní způsoby prozvučování:

- přímé prozvučování, kdy jsou sondy umístěny proti sobě na protilehlých plochách tělesa, nejvhodnější, když je možný vhodný přístup ke konstrukci
- polopřímé prozvučování, kdy jsou sondy umístěny na dvou sousedních plochách,
- nepřímé (povrchové) prozvučování, kdy jsou obě sondy umístěny na stejné ploše [11; 20].



Obrázek 6: Ukázka přímého prozvučování UZ přístrojem [33]

Rychlost šíření UZ je citlivá na změny vnitřní struktury betonu, jako jsou trhliny, dutiny nebo rozdíly v hutnosti materiálu. Metoda je proto vhodná pro hodnocení rovnoměrnosti betonu, sledování změn materiálových vlastností v čase a zejména pro odhad modulu pružnosti betonu [11; 19].

Stanovení pevnosti betonu v tlaku na základě ultrazvukové rychlosti není příliš běžné (náročné vyhodnocení aj.). Měření je závislé na složení betonu, vlhkosti, teplotě a délce měřící základny. Bez kalibrace pomocí destruktivních zkoušek na jádrových vývrtech poskytuje ultrazvuk pouze orientační odhad pevnosti. Z tohoto důvodu není ultrazvuková metoda v této práci využívána k přímému stanovení pevnosti betonu, ale slouží výhradně k určení dynamického modulu pružnosti [11; 21].

Dynamický modul pružnosti je stanoven na základě rychlosti šíření UZ vlnění a objemové hmotnosti betonu. Následně je pomocí zmenšovacího součinitele κ_u , který závisí na pevnostní třídě betonu, proveden přechod na odhad statického modulu pružnosti betonu, jenž je relevantní pro statické posouzení konstrukce .

Příslušné vzorce dle 731371 a 732011:

$$E_{cu} = \rho \cdot v_L^2 \cdot \frac{1}{k^2} \quad (3)$$

kde:

- ρ - objemová hmotnost betonu v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$;
- v_L - impulsová rychlost podélného ultrazvukového vlnění v $\text{km}\cdot\text{s}^{-1}$;
- k - součinitel rozměrnosti prostředí [21; 18].

$$E_c = \frac{\sum E_{cu,i}}{n} \cdot \kappa_u \quad (4)$$

kde:

- E_c - modul pružnosti vyšetřované konstrukce nebo její části, který se použije i pro výpočet přetvoření konstrukce;
- $E_{cu,i}$ - dynamický modul pružnosti betonu zkušebních míst
- n - počet zkušebních míst;
- κ_u - součinitel pro přepočet dynamického modulu pružnosti z měření ultrazvukovou impulsovou metodou na statický modul pružnosti; dle tabulky 5 v ČSN 732011 [18].

Výhodou ultrazvukové metody je její zcela nedestruktivní charakter, možnost opakovaného měření na stejných vzorcích i v čase a dobrá citlivost na změny vnitřní struktury betonu. Metoda je proto vhodným doplňkem destruktivních zkoušek a poskytuje náhled do zkoušeného betonu [11; 19].

2.2.6 Metoda jádrových vývrtů

Metoda jádrových vývrtů představuje tradiční destruktivní zkušební metodu používanou při diagnostice betonových konstrukcí. Její hlavní předností je možnost přímého stanovení materiálových vlastností betonu, zejména pevnosti betonu v tlaku. Základním normovým předpisem pro tuto metodu je norma ČSN EN 12504-1, ze které vychází i tato práce [11; 22].

Odběr jádrových vývrtů vždy představuje výrazný zásah do konstrukce, a proto je nutné jej pečlivě zvážit s ohledem na účel zkoušení, rozsah průzkumu a konstrukční důsledky. V diagnostické praxi jsou jádrové vývrty často nevhodně využívány jako hlavní diagnostická metoda. Vhodnější je však využití této metody jako doplňkové k nedestruktivním zkouškám, např. k tvrdoměrnému měření. Význam spočívá především v možnosti upřesnění výsledků nedestruktivních metod a stanovení korekčních součinitelů, bez nichž nelze dosáhnout dostatečně spolehlivého vyhodnocení pevnosti betonu in situ [11; 14; 22].

Princip metody a odběr vývrtů

Postup metody jádrových vývrtů zahrnuje zejména:

- návrh vzorkovacího plánu - výběr míst odběru a zvážení vhodnosti daného místa,
- vlastní jádrové vrtání,
- označení a identifikace vývrtů,
- laboratorní přípravu zkušebních těles,
- provedení laboratorních zkoušek a následné vyhodnocení výsledků [11; 22].

Místa odběru vývrtů se volí tak, aby byl minimalizován zásah do konstrukce. Vývrty by měly být odebírány přednostně v místech s minimálním výskytem betonářské výztuže a mimo oblasti spár, hran nebo jiných konstrukčně citlivých detailů. Zkoušení vývrtů obsahujících výztuž v podélné ose není přípustné, vývrty s výztuží kolmo k ose vývrtu se sice zkoušet mohou, avšak jejich použití se obecně nedoporučuje [11; 22].

Průměr vývrtu se většinou volí co nejmenší z důvodu omezení poškození konstrukce, zároveň však musí respektovat strukturu betonu (maximální zrno kameniva) a požadavky normy na rozměry zkušebních těles. Základním referenčním průměrem je 150 mm, v praxi se však nejčastěji používají vývrty o průměru 100 mm. Norma ČSN EN 12504-1 připouští použití menších průměrů (např. 50 mm), avšak tyto nelze obecně doporučit a jejich použití je nutné pečlivě zvážit (vyžaduje se více zkušebních těles apod.) [11; 22].

Poměr délky k průměru zkušebního tělesa se volí podle způsobu porovnání pevnosti - poměr 2,0 při porovnání s válcovou pevností, poměr 1,0 při porovnání s krychelnou pevností. Běžně se však využívá přepočtení zjištěné pevnosti na tělesech 1:1 pomocí CLF faktoru (roven 0,82) na pevnost 2:1 [22; 23].

Laboratorní zkoušky

Po odběru jsou vývrty označeny, zdokumentovány a dopraveny do laboratoře, kde jsou připravena jednotlivá zkušební tělesa. Povrchy těles se upravují broušením tak, aby byla zajištěna rovinnost a kolmost ploch styčných s lisem. Tlaková zkouška betonu se provádí ve zkušebním lisu podle normy ČSN EN 12390-3, přičemž pevnost betonu v tlaku se stanoví jako podíl maximální zatěžující síly a průřezové plochy tělesa. Vývrty s výraznými trhlinami nebo dutinami nejsou pro zkoušení vhodné a musí být z vyhodnocení vyloučeny [22; 24].

Karbonatace betonu

Při hodnocení výsledků zkoušek je nutné zohlednit vliv karbonatace betonu. Karbonatace je přirozený chemický proces probíhající působením oxidu uhličitého obsaženého ve vzduchu, při kterém dochází ke snížení pH betonu. Proces postupuje od povrchu konstrukce do hloubky a může vést ke ztrátě pasivní ochrany výztuže proti korozi při poklesu pH pod přibližně 9,5 [14; 25].

Z hlediska pevnosti betonu karbonatace v rané fázi nepůsobí negativně ale může naopak lokálně zvyšovat pevnost povrchových vrstev. Orientační posouzení hloubky karbonatace se provádí fenolftaleinovou zkouškou [25].

2.3 ZATÍŽITELNOST MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ

Zatížitelnost mostních objektů na pozemních komunikacích představuje hmotnostní omezení provozu vozidel, jejichž jízda je dovolená na mostě za určitých podmínek. Vyjadřuje největší okamžitou hmotnost vozidla, kterou je mostní konstrukce schopna bezpečně přenést [26].

Dle stanovených podmínek je rozlišováno několik druhů zatížitelnosti:

Normální zatížitelnost představuje maximální hmotnost vozidla, jehož provoz je na mostě povolen bez zvláštních omezení. Platí pro běžný provoz při dodržení obecně stanovených podmínek silničního provozu a odpovídá dlouhodobě udržitelnému zatížení mostní konstrukce [26].

Výhradní zatížitelnost udává největší hmotnost vozidla, které smí most přejíždět pouze za podmínky vyloučení ostatního provozu na mostě. Tento režim se uplatňuje zejména při průjezdu těžších vozidel, kdy je nutné zabránit současnému působení více zatížení a minimalizovat dynamické účinky [26].

Výjimečná zatížitelnost se vztahuje na ojedinělé přejezdy mimořádně těžkých vozidel, které výrazně překračují běžné provozní zatížení. Je stanovována individuálně a její využití je možné pouze na základě zvláštního povolení, zpravidla za přesně definovaných podmínek provozu a technických opatření [26].

Zatížitelnost na jednu nápravu omezuje maximální zatížení jedné nápravy vozidla bez ohledu na jeho celkovou hmotnost. Tento druh zatížitelnosti je důležitý zejména u konstrukcí citlivých na lokální účinky zatížení a může být rozhodující pro provoz těžkých nákladních vozidel s vysokým nápravovým zatížením [26].

Stanovené hodnoty zatížitelnosti slouží jako základní nástroj regulace provozu na mostních objektech a jsou nedílnou součástí mostního listu. V případě zhoršeného technického stavu mostu nebo při pochybnostech o jeho únosnosti je nutné zatížitelnost zpřesnit na základě diagnostického průzkumu a statického posouzení konstrukce [26; 9].

V mostním listu lze nalézt i označení způsobu výpočtu zatížitelnosti spolu s rokem, kdy byla zatížitelnost stanovena. Rozlišujeme dva základní způsoby výpočtu zatížitelnosti a to, buď podrobným statickým výpočtem (označení V) nebo kombinovaným statickým výpočtem (označení K). Dále bývá uvedeno, dle jakých normových předpisů byla zatížitelnost počítána, označení buď CZEN (původní ČSN apod.), nebo EN (dle norem ČSN EN). Kompletní označení může tedy vypadat následovně V – CZEN 28, kde číslo představuje hodnotu normální zatížitelnosti v tunách [26; 9].

3 HLAVNÍ PROHLÍDKA A DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM MOSTU

3.1 UMÍSTĚNÍ A ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Posuzovaná mostní konstrukce se nachází v obci Hradčany u Brna v okrese Brno-venkov, v Jihomoravském kraji. Konstrukce slouží jako silniční most, který převádí komunikaci III. třídy ev. č. 38525 přes železniční trať ČD Brno–Tišnov. [10]



Obrázek 7: Umístění mostního objektu [34]

Jedná se o jednoplošný most, jehož nosnou konstrukci tvoří železobetonový rošt sestávající z podélných trámů, příčniců a železobetonové desky. Nosná konstrukce je uložena na dvojici masivních opěr z prostého betonu, přičemž most je založen plošně. Výstavba mostu proběhla monolitickým způsobem a konstrukce byla do provozu uvedena v roce 1953. Základní údaje mostu byly převzaty z mostního listu [10].

Tabulka 3: Základní údaje mostní konstrukce [10]

Evidenční číslo mostu:	38525-1
Název mostu:	Most přes trať ČD Brno - Tišnov v Hradčanech
Předmět přemostění:	železnice
Převáděná komunikace:	3.třída / 38525
Směr staničení:	Hradčany → Drásov
Rok postavení:	1953
Kraj:	Jihomoravský
Okres:	Brno-venkov
Obec:	Hradčany
Správce mostu:	kraj Jihomoravský, SÚS Jihomoravského kraje, oblast Sever, cestmistrovství Tišnov

3.2 HLAVNÍ PROHLÍDKA MOSTU

Hlavní prohlídka mostu byla provedena dle normy ČSN 73 6221, která stanovuje rozsah, způsob provedení a hodnocení technického stavu mostních konstrukcí. Prohlídka byla zaměřena na posouzení stavebně-technického stavu jednotlivých částí mostu a na identifikaci poruch, které mohou nepříznivě ovlivňovat jeho funkčnost a životnost [7].

V rámci hlavní prohlídky bylo provedeno posouzení všech přístupných částí mostu, zejména spodní stavby, nosné konstrukce, mostního svršku a mostního vybavení. Prohlídka sloužila jako podklad pro návrh diagnostického průzkumu, který na hlavní prohlídku navazuje [8].

Rozsah fotodokumentace v této kapitole je širší, než je obvyklé u standardní hlavní prohlídky, a to z důvodu jejího využití jako podkladu pro následný průzkum a podrobné vyhodnocení stavu konstrukce. Vybrané fotografie jsou uvedeny přímo v textu, doplňující fotodokumentace je zařazena v přílohách práce.

Celkový pohled na posuzovanou mostní konstrukci je uveden na obrázcích 8 až 11.



Obrázek 8: Pohled na mostní konstrukci ve směru staničení (od Hradčan)



Obrázek 9: Pohled na mostní konstrukci proti směru staničení



Obrázek 10: Pohled na levou stranu mostu



Obrázek 11: Pohled na pravou stranu mostu

3.2.1 Základní údaje o provedení hlavní prohlídky

Základní identifikační a evidenční údaje o mostním objektu, jeho umístění a technických parametrech jsou uvedeny v kapitole 3.1 a nejsou zde proto opakovány.

Hlavní prohlídka mostu byla provedena formou vizuální kontroly konstrukce. Prohlídka byla realizována z okolního terénu bez použití zvláštních zpřístupňovacích prostředků, přičemž byly posuzovány všechny části mostu, které byly v době prohlídky bezpečně a vizuálně přístupné [7].

Podmínky při provádění hlavní prohlídky:

- Datum provedení prohlídky: 19.10.2024
- Počasí: polojasno
- Teplota vzduchu: přibližně 8 °C
- Teplota nosné konstrukce: nebyla měřena

Prohlídka byla provedena za běžného provozu na silniční komunikaci i železniční trati, při dodržení základních zásad bezpečnosti práce.

3.2.2 Popis částí mostu

Spodní stavba

Spodní stavbu mostu tvoří dvojice masivních opěr z prostého betonu s navazujícími rovnoběžnými mostními křídly. Opěry i křídla byly provedeny monoliticky. Líc křídel je proveden ve sklonu a zajišťuje plynulý přechod mezi mostní konstrukcí a přilehlým terénem [10].

Pro účely této práce jsou opěry mostu dále označovány podle směru staničení komunikace. Opěra ve směru od obce Hradčany je označena jako hradčanská opěra (OP1) a opěra ve směru k obci Drásov jako drásovská opěra (OP2).

Podle dostupné dokumentace je most plošně založen. Způsob a stav založení nebylo možné při hlavní prohlídce vizuálně ověřit, neboť základová konstrukce se nachází pod úrovní terénu a nebyly prováděny sondy do základů.



Obrázek 12: Drásovská opěra (OP2)



Obrázek 13: Hradčanská opěra (OP1)

Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostu je provedena jako monolitický železobetonový rošt. Konstrukce je jednoplovová a přenáší zatížení z mostního svršku do spodní stavby.

Nosný rošt je tvořen čtyřmi železobetonovými podélnými trámy obdélníkového průřezu přibližně 30/70 cm, které jsou osově vzdáleny cca 1,1 m. Podélné trámy jsou v poli propojeny kolmými příčnicí o průřezu přibližně 27/50 cm. Na základě vizuální prohlídky byly v poli mostu identifikovány čtyři kolmé příčnicí, ačkoliv dle údajů uvedených v mostním listu jsou evidovány pouze tři [10].

Na koncích nosné konstrukce jsou umístěny šikmé koncové příčnicí, které zajišťují uložení nosné konstrukce na opěry a přenos zatížení do spodní stavby.

Na nosný rošt navazuje železobetonová mostovková deska o tloušťce přibližně 200 mm, která zajišťuje spolupůsobení jednotlivých prvků a roznos zatížení. Šířka nosné konstrukce činí přibližně 6,30 m. Rozpětí mostu je asi 12,50 m [10].

Nosná konstrukce je uložena na opěrách bez použití mostních ložisek, přímým kontaktem koncových příčnicí se spodní stavbou.

Mostní závěry nebyly při vizuální prohlídce z horního líce mostu zjevně identifikovatelné, což naznačuje jejich podpovrchové provedení. V rámci této práce nebylo možné mostní závěry podrobně posoudit, neboť nebyly přístupné vizuálnímu hodnocení [10].



Obrázek 14: Podhled nosné konstrukce mostního objektu

Mostní svršek

Mostní svršek je tvořen vozovkovým souvrstvím a mostními římsami. Vozovka je provedena jako živičný kryt. Šířka vozovky mezi obrubami činí přibližně 5,00 m, chodníky na mostě nejsou zřízeny [10].

Součástí mostního svršku je hydroizolační vrstva mostovky. Podle údajů uvedených v mostním listu je izolace provedena jako vanová. Funkčnost izolace nebylo možné při hlavní prohlídce přímo ověřit [10].

Odvodnění mostu je řešeno podélným a příčným sklonem vozovky bez samostatných odvodňovacích prvků. Most se nachází ve vrcholovém výškovém oblouku komunikace, což ovlivňuje způsob odtoku srážkových vod [10].

Mostní římsy jsou provedeny jako monolitické železobetonové konstrukce o šířce přibližně 0,6–0,7 m a jsou dilatovány nad opěrami i křídly [10].

Mostní vybavení

Mostní vybavení zahrnuje ocelové zábradlí, protidotykové zábrany, dopravní značení a další prvky související s převáděním komunikace nad elektrifikovanou železniční tratí.

Na obou stranách mostu je osazeno ocelové zábradlí s vodorovnou výplní ze čtyř trubek. Sloupky zábradlí jsou zabetonovány do mostních říms. V úseku nad mostním otvorem je zábradlí doplněno o protidotykové zábrany. Zábradlí i protidotykové zábrany jsou elektricky ukolejněny, tj. elektricky uzemněny, za účelem zajištění ochrany proti nebezpečnému napětí z trakčního vedení [10].

Na konstrukci mostu je dále připevněna pomocná ocelová konstrukce sloužící k uchycení nosných lan sdělovacích kabelů železniční dráhy, která představuje cizí prvek na mostní konstrukci [10].



Obrázek 15: Fotodokumentace stavu mostního vybavení na levé straně



Obrázek 16: Celkový pohled na mostní zábradlí v jeho aktuálním stavu

3.2.3 Stav a zjištěné závady částí mostu

Spodní stavba

Při vizuálním posouzení opěr byly zaznamenány drobné trhliny. Na povrchu betonu jsou patrné stopy výluhů a inkrustací, které svědčí o dlouhodobém působení vlhkosti. Tyto projevy jsou zejména lokálního charakteru a souvisejí s provozními a klimatickými vlivy. Povrch opěr a křídel je místy znečištěn graffiti, což však vytváří pouze estetickou vadu.

V oblasti styku opěr a mostních křídel byly zjištěny i poruchy dilatačních spár. Dilatační spáry jsou místy rozevřené, jejich výplň je lokálně vydrolená a v některých částech dochází k uchycení vegetace. Skrze trhliny v pracovních spárách mostních křídel bylo pozorováno prosakování vody, které může přispívat k dalšímu zhoršování stavu konstrukce.

Zjištěné poruchy spodní stavby mají převážně povrchový charakter a souvisejí především s působením vlhkosti a stárnutím konstrukčních detailů. Na základě vizuální prohlídky nebyly zjištěny zjevné známky porušení stability, nadměrného sedání ani výrazných deformací spodní stavby.



Obrázek 17: Poruchy pravého křídla OP1 – vydrolené pracovní spáry a viditelné stopy po zatékání



Obrázek 18: Poruchy levého křídla OP2 – vegetace v pracovní spáře a inkrustrace

Fotodokumentace spodní stavby a jejich poruch je uvedena v Příloze č. 1.

Nosná konstrukce

Na vybraných místech nosné konstrukce bylo pozorováno lokální porušení krycí vrstvy betonu, místy spojené s částečným odhalením betonářské výztuže. V těchto oblastech jsou patrné známky koroze výztuže, které se projevují zejména odlupováním betonu a vznikem lokálních povrchových defektů.

Na spodním líci nosné konstrukce byly dále zaznamenány stopy zatékání, zejména v blízkosti styku nosné konstrukce s opěrami. Povrch spodního líce je zároveň znečištěn usazeninami vzniklými v důsledku provozu železniční dopravy pod mostem, což zhoršuje vzhled konstrukce a může částečně snižovat přehlednost povrchu při vizuálním posuzování.

Nosná konstrukce je uložena na opěrách bez použití mostních ložisek. Vizualní prohlídka neodhalila zjevné poruchy v oblasti uložení, nicméně tento způsob uložení klade zvýšené nároky na stav betonu v oblasti koncových příčníků a opěr.

Z boční strany na krajních trámech jsou patrné stopy nejspíše po předchozím způsobu uchycení nosných lan sdělovacích kabelů dráhy, konkrétně pozůstatky odřezaných původních kotevních prvků.

Na základě vizualní prohlídky lze konstatovat, že nosná konstrukce vykazuje poruchy převážně lokálního charakteru, přičemž nedostatečná nebo porušená krycí vrstva betonu může urychlovat degradační procesy a tím negativně ovlivňovat dlouhodobou trvanlivost konstrukce.



Obrázek 19: Uchycení lan vynášející kabely dráhy – stopy po starém uchycení

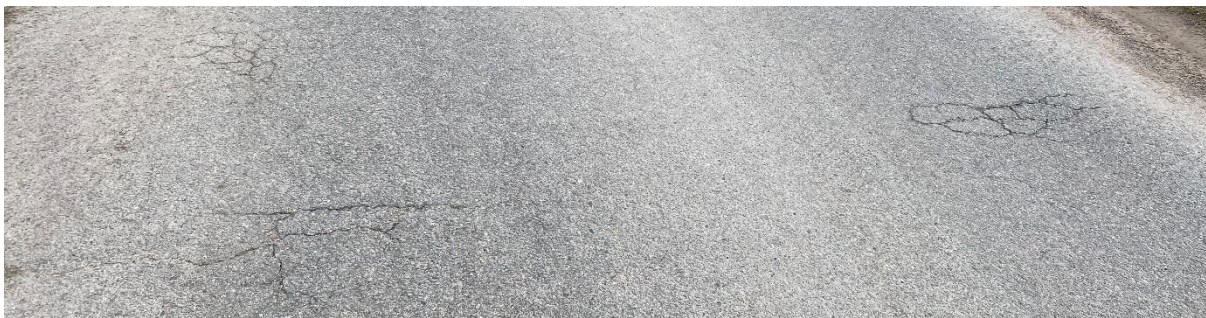


Obrázek 20: Porušená krycí vrstva betonu a místy patrná obnažená smyková výztuž

Mostní svršek

Povrch vozovky byl při vizualní prohlídce hodnocen z hlediska celistvosti a rovinnosti. Lokální poruchy živičného krytu byly zaznamenány především v oblasti u opěry (OP1) ve směru staničení od obce Hradčany, v místě předpokládaného umístění mostního závěru. V této oblasti se vyskytují trhliny povrchu, které lze spojovat s objemovými změnami konstrukce a jejím přirozeným dilatačním chováním.

Funkčnost hydroizolační vrstvy mostovky nebylo možné při hlavní prohlídce přímo ověřit. Nepřímo však lze předpokládat s její omezenou funkčností na základě výskytu zatékání a zvýšené vlhkosti pozorované na spodním líci nosné konstrukce.



Obrázek 21: Poruchy živičného krytu u OP1



Obrázek 22: Detail trhlinek v živičném krytu



Obrázek 23: Začínající síťová trhлина krytu

Mostní římsy vykazují známky degradace betonu, projevující se zejména lokálními výtluky a výskytem trhlin. V oblasti styku vozovky s římsami je po značné délce mostu patrný výskyt vegetace, který svědčí o dlouhodobém zadržování vlhkosti v těchto místech. Vegetace se místy vyskytuje rovněž přímo na římsách, zejména v trhlinách a spárách betonového povrchu. Jedná se převážně o sezónní jev, jehož opakovaný výskyt však může přispívat k dalšímu zhoršování technického stavu říms. Příklady zjištěných poruch říms jsou uvedeny na Obrázcích 24 a 25.



Obrázek 24: Vegetace u levé římsy



Obrázek 25: Degradace betonu pravé římsy – trhliny a patrný pozůstatek vegetace

Stav mostního svršku má přímý vliv na vznik a rozvoj poruch nosné konstrukce, zejména v souvislosti s ochranou proti vlhkosti. Mostní svršek tak představuje významný faktor ovlivňující celkový technický stav mostu.

Podrobná fotodokumentace poruch mostního svršku je uvedena v Příloze č. 2.

Mostní vybavení

Při vizuální prohlídce bylo zjištěno, že zábradlí je výrazně zkorodované, místy deformované a opakovaně opravované. Koroze je patrná rovněž na prvcích protidotykových zábran.

S ohledem na polohu mostu v extravilánu je stávající typ zábradlí z hlediska současně platných technických předpisů považován za nevyhovující. V obdobných podmínkách je obvykle požadováno použití zábradelního svodidla, které zajišťuje vyšší úroveň ochrany účastníků silničního provozu při případném vyjetí vozidla mimo vozovku.

Dále bylo zjištěno, že na mostu chybí svislé dopravní značení informující o stanovené zatížitelnosti mostu, konkrétně značky B 13 (zákaz vjezdu vozidel nad stanovenou hmotností) a E 12 (jediné vozidlo). Tyto značky jsou běžně požadovány v návaznosti na stanovení zatížitelnosti mostních objektů. Rovněž chybí dopravní značka s evidenčním označením mostu ve směru staničení, zatímco v opačném směru je tato značka osazena.

Na levé straně mostu byla u protidotykové zábrany naměřena šířka mezery mezi zábranou a mostní římsou přibližně 11,5 cm. Tato hodnota je běžně nevyhovující z hlediska bezpečnostních požadavků, kde je zpravidla uvažována maximální šířka mezery 100 mm. Výstražné tabulky upozorňující na nebezpečí dotyku trakčního vedení jsou na protidotykových zábranách osazeny pouze v omezeném počtu nebo jsou nečitelné. Jejich rozmístění nelze považovat za dostatečné z hlediska zajištění jednoznačné a trvale viditelné informace o riziku po celé délce nebezpečného úseku.



Obrázek 26: Nevhodná mezera mezi římsou a protidotykovou zábranou



Obrázek 27: Opakovaně opravované uchycení sloupku zábradlí

Další fotodokumentace poruch mostního vybavení je uvedena v Příloze č. 3.

3.2.4 Předběžné zhodnocení stavu mostu

Na základě provedené hlavní prohlídky lze konstatovat, že mostní konstrukce vykazuje řadu poruch převážně lokálního charakteru, které jsou typické pro železobetonové mosty tohoto stáří. Zjištěné poruchy se týkají zejména degradace krycí vrstvy betonu, výskytu trhlin a zatékání do konstrukce [7].

U nosné konstrukce byly zaznamenány projevy porušení krycí vrstvy betonu, lokální obnažení a koroze betonářské výztuže, které mohou v dlouhodobém horizontu negativně ovlivňovat trvanlivost konstrukce. Stav mostního svršku – poruchy říms a pravděpodobně omezená funkčnost hydroizolace, vytváří podmínky pro pronikání vody do konstrukce a urychlení degradačních procesů.

Klasifikace stavu nosné konstrukce a spodní stavby:

- 1) Stavební stav:
 - Spodní stavba – V – špatný
 - Nosná konstrukce – V – špatný
- 2) Použitelnost:
 - 4 – omezeně použitelný [10; 7]

Vizuální prohlídka však neumožňuje spolehlivé posouzení skutečných materiálových vlastností betonu, rozsahu karbonatace, stavu betonářské výztuže v hloubce konstrukce ani reálné pevnosti betonu in situ. Rovněž nelze na základě pouhého vizuálního hodnocení přesně posoudit míru ovlivnění nosné funkce konstrukce zjištěnými poruchami.

Z tohoto důvodu byla hlavní prohlídka využita jako podklad pro návrh následného diagnostického průzkumu, jehož cílem je podrobné ověření technického stavu mostní konstrukce, stanovení materiálových charakteristik betonu a získání podkladů pro další odborné posouzení [7; 8].

Opatření na zkvalitnění správy mostu, návrh odstranění zjištěných závad a rozhodnutí o změně zatížitelnosti mostu nejsou předmětem této kapitoly a jsou řešeny v navazujících částech práce.

3.3 NÁVRH DIAGNOSTICKÉHO PRŮZKUMU

Na základě výsledků hlavní prohlídky a zjištěných poruch, které nebylo možné jednoznačně posoudit pouze vizuálním hodnocením, byl navržen diagnostický průzkum mostní konstrukce. Průzkum je navržen v rozsahu umožňujícím spolehlivé posouzení technického stavu nosné konstrukce, mostního svršku a vybraných částí spodní stavby [7; 8].

Navržený diagnostický průzkum vychází z výsledků vizuální prohlídky mostu a respektuje zásady uvedené v technickém předpisu TP 72. Cílem průzkumu je získání podkladů pro stanovení materiálových charakteristik betonu, ověření skutečné kvality betonu in situ a vytvoření podkladu pro následné posouzení zatížitelnosti mostu [8].

3.3.1 Lokalizace a ověření vyztužení prvků konstrukce

Georadarové měření je uvažováno jako úvodní metoda diagnostického průzkumu, sloužící k orientačnímu zjištění polohy a orientace betonářské výztuže v konstrukčních prvcích mostu. Měření je navrženo především na nosné konstrukci, zejména na podélných trámech, příčnicích a nosné desce, a dále v oblasti úložných prahů opěr. Cílem georadarového měření je získat přehled o přibližné poloze výztuže a její orientaci, což umožní vhodný návrh následných destruktivních i nedestruktivních zkoušek a minimalizaci zásahů do výztuže [12].

Sekané sondy jsou navrženy jako doplňková metoda pro lokální ověření skutečné polohy betonářské výztuže, tloušťky krycí vrstvy betonu a způsobu vyztužení vybraných konstrukčních prvků. Jejich provedení navazuje na výsledky georadarového měření a je zaměřeno na místa, kde byla její přítomnost indikována.

Sekané sondy jsou navrženy na nosné konstrukci mostu, u níž lze přítomnost výztuže jednoznačně očekávat. U masivních částí spodní stavby, jako jsou opěry a mostní křídla z prostého betonu, se přítomnost výztuže nepředpokládá, a proto zde provedení sekaných sond není navrhováno.

Navrženy jsou celkem čtyři sekané sondy, jejichž rozsah umožňuje ověření typického uspořádání výztuže při zachování přiměřeného zásahu do konstrukce. Přehled navržených sekaných sond a jejich umístění je uveden v tabulce (*Tabulka 4*).

Tabulka 4: Návrh sekaných sond

Konstrukční prvek	Umístění sondy	Počet
Podélný trám - krajní	v oblasti uložení na opěru	1
Podélný trám - vnitřní	v oblasti uložení na opěru	1
Příčník	v poli nosné konstrukce	1
Deska	spodní líc	1

Po provedení sekaných sond bude narušený povrch konstrukce opraven sanační maltou tak, aby byla obnovena ochranná funkce krycí vrstvy betonu.

Výsledky sekaných sond poslouží jako podklad pro upřesnění polohy výztuže a pro vhodnou volbu míst následných zkoušek, zejména odběru jádrových vývrtů.

3.3.2 Ověření vlastností betonu jednotlivých částí konstrukce

Tvrdoměrné zkoušení pomocí odrazového tvrdoměru je navrženo pro orientační posouzení kvality betonu a jeho pevnosti v tlaku u vybraných konstrukčních prvků mostu.

Vzhledem ke stáří mostní konstrukce a absenci podrobné technologické dokumentace nelze spolehlivě určit rozsah jednotlivých betonážních dávek. Návrh tvrdoměrných zkoušek je proto proveden po konstrukčních prvcích a typických částech mostu, v souladu s běžnou praxí a s přihlédnutím k požadavkům normy ČSN 73 2011. Počet zkušebních míst je navržen s ohledem na význam jednotlivých konstrukčních prvků a jejich rozsah. Celkem je navrženo provedení tvrdoměrných zkoušek na 76 zkušebních místech, rovnoměrně rozmístěných na částech spodní stavby a nosné konstrukce [18].

Tabulka 5: Navržený počet zkušebních míst pro tvrdoměry

Část konstrukce	Počet zkušebních míst
Dříky opěr	16
Úložné prahy opěr	12
Mostní křídla	8
NK - podélné trámy	16
NK - příčnický	12
NK - deska	12

Před provedením tvrdoměrných zkoušek je navržena úprava povrchu betonu v místě měření, spočívající v odstranění povrchových vrstev a vyhlazení povrchu na texturu betonu, v souladu s požadavky normy ČSN 73 1373 [16].

Na každém zkušebním místě je navrženo provedení alespoň deseti měření, což umožňuje po vyloučení statisticky odlehlých hodnot vyhodnotit alespoň sedm platných měření v souladu s normovými požadavky [16].

Výsledky tvrdoměrných zkoušek budou využity ve spojení s výsledky z jádrových vývrtů ke stanovení odhadu pevnosti betonu v tlaku in situ.

Odběr jádrových vývrtů je navržen v souladu s metodikou hodnocení betonu in situ podle normy ČSN 73 2011. Z hlediska této normy představují jádrové vývrty doplňkovou destruktivní metodu, která má však zásadní význam pro vyhodnocení výsledků nedestruktivních zkoušek. V rámci navrženého diagnostického průzkumu slouží především k upřesnění výsledků tvrdoměrného měření odrazovým tvrdoměrem typu Schmidt a bez jejich provedení by nebylo možné dosáhnout dostatečně spolehlivého stanovení pevnosti betonu in situ [18].

Vzhledem k tomu, že jádrové vývrty jsou v tomto případě využívány pro kalibraci a upřesnění nedestruktivních metod, je možné navrhnout jejich menší počet, než by bylo nutné při hodnocení konstrukce založeném výhradně na destruktivním průzkumu. Při samostatném posuzování betonu pouze na základě jádrových vývrtů by bylo nutné odebrat výrazně vyšší počet vzorků, zatímco kombinace s nedestruktivními metodami umožňuje optimalizaci rozsahu destruktivních zásahů při zachování vypovídací schopnosti výsledků [18].

Počet a rozmístění jádrových vývrtů jsou dále významně ovlivněny provozními a bezpečnostními omezeními. Diagnostický průzkum je prováděn za provozu železniční trati, přičemž výluky je možné plánovat pouze v časově velmi omezeném rozsahu. Z tohoto důvodu bylo nutné minimalizovat počet zkoušek vyžadujících zřízení lešení v prostoru kolejiště nebo v jeho bezprostřední blízkosti, kde nelze dlouhodobě zajistit dostatečnou bezpečnost práce. Rozsah odběru jádrových vývrtů byl proto navržen jako nejnižší možný při zachování metodické správnosti průzkumu.

Místa odběru jádrových vývrtů jsou navržena na základě výsledků georadarového měření a sekaných sond tak, aby byly minimalizovány zásahy do betonářské výztuže. Na masivních částech spodní stavby je navržen odběr jádrových vývrtů o průměru 100 mm. Tento průměr je v praxi běžně používán a je z hlediska platných norem považován za vhodný v daném případě. Na nosné konstrukci mostu jsou navrženy jádrové vývrty o průměru 50 mm, což odpovídá menším rozměrům těchto prvků a zároveň omezuje zásah do nosné konstrukce na nezbytné minimum [22].

Součástí návrhu je rovněž provedení sondy – průvrtu vozovkovým souvrstvím a nosnou deskou, která umožní ověření skladby mostního svršku a návaznosti jednotlivých vrstev až k nosné konstrukci. Průměr tohoto průvrtu je navržen 50 mm.

Celkem je navrženo 10 jádrových vývrtů. Přehled jejich umístění, průměrů a počtů je uveden v tabulce (*Tabulka 6*).

Tabulka 6: Přehled navržených jádrových vývrtů

Část konstrukce	Průměr vývrtu [mm]	Počet vývrtů
Dříky opěr	100	2
Úložné prahy opěr	100	2
Mostní křídla	100	2
NK - podélné trámy	50	2
NK - příčnky	50	1
NK - deska	50	1

Na odebraných jádrových vývrtech bude bezprostředně po jejich odběru provedeno stanovení hloubky karbonatace betonu pomocí fenolftaleinového testu. Zkouška umožní orientační posouzení míry karbonatace betonu.

Po provedení odběru jádrových vývrtů a souvisejících zkoušek budou všechna místa odběru řádně opravena.

3.4 PROVEDENÍ ZKOUŠEK A MĚŘENÍ IN SITU

Diagnostický průzkum mostní konstrukce in situ byl proveden téměř dle návrhu v kapitole 3.3. Průzkum probíhal za provozu na silniční komunikaci i železniční trati, za dodržení požadavků bezpečnosti práce a provozních omezení. Návrh průzkumu byl při realizaci lokálně upřesněn s ohledem na skutečný stav konstrukce a provozní podmínky, aniž by byl změněn jeho hlavní cíl [8].

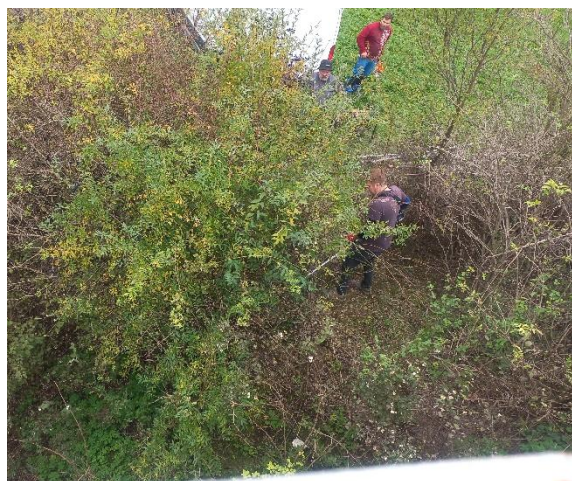
Před zahájením vlastních zkoušek bylo provedeno převzetí mostního objektu v terénu a ověření jeho identity podle evidenčních údajů. Pracovníci provádějící průzkum byli vybaveni odpovídajícími osobními ochrannými pracovními prostředky, zejména pracovními oděvy s vysokou viditelností, pevnou pracovní obuví a dalšími ochrannými pomůckami v závislosti na charakteru prováděných činností.

Vozidlo sloužící k přepravě pracovníků a diagnostického vybavení bylo na místě označeno výstražnými kužely s přerušovaným oranžovým světlem v obou směrech provozu. Pracoviště bylo po celou dobu průzkumu zabezpečeno tak, aby nebyla ohrožena bezpečnost pracovníků ani plynulost silničního provozu.

Před zahájením měření bylo provedeno nezbytné zpřístupnění okolí mostu. Byl odstraněn náletový porost, keře a nahromaděný materiál, zejména větve. Terénní úpravy umožnily přístup ke spodní stavbě mostu ze všech stran.



Obrázek 28: Označení mostu a označení pracoviště na vozovce výstražnými kužely



Obrázek 29: Úprava terénu před průzkumem

Diagnostický průzkum byl rozdělen do dvou pracovních dnů z důvodu nutnosti zachování provozu na železniční trati, přičemž v jednotlivých dnech byla vždy provedena výluka jedné koleje. Rozdělení prací do dvou dnů bylo zároveň nezbytné s ohledem na rozsah navrženého diagnostického průzkumu a množství prováděných zkoušek, které nebylo možné realizovat v rámci jednoho pracovního dne.

První den probíhaly práce v prostoru u opěry ve směru na obec Drásov, druhý den pak u opěry ve směru na obec Hradčany. Pro provedení zkoušek na spodním líci nosné konstrukce a v oblasti úložných prahů opěr bylo nutné zřízení dočasného lešení. Lešení umožnilo bezpečný přístup k těmto částem konstrukce a vytvořilo podmínky pro provedení příslušných měření.



Obrázek 30: Provádění průzkumu na lešení



Obrázek 31: Konstrukce lešení u OP2

3.4.1 Georadar

Georadarové měření bylo v rámci diagnostického průzkumu použito jako první metoda aplikovaná na nosné konstrukci mostu. Měření bylo prováděno pomocí přístroje Hilti PS 1000 X-Scan, určeného pro nedestruktivní diagnostiku železobetonových konstrukcí. Jeho cílem bylo orientační zjištění polohy betonářské výztuže, zejména podélné výztuže a smykových třmínků. Výsledky tohoto měření sloužily jako podklad pro návrh a zpřesnění míst následných zkoušek, především sekaných sond a odběru jádrových vývrtů [12].

Měření bylo prováděno na spodním líci nosné konstrukce, konkrétně na podélných trámech, příčnicích a desce. Měření probíhalo tak, aby bylo možné zachytit typické uspořádání výztuže v jednotlivých konstrukčních prvcích.

Na základě vyhodnocení záznamů z georadaru byla poloha zjištěné výztuže v terénu orientačně vyznačena barevnou křídou přímo na povrchu konstrukce, což umožnilo názornou kontrolu výsledků měření a usnadnilo následné provádění dalších prací. Vyznačeny byly zejména polohy smykových třmínků v podélných trámech.



Obrázek 32: Ukázka práce s georadarem – lokalizace výztuže příčnicku č.4



Obrázek 33: Viditelné vyznačení smykové výztuže trámu po georadarovém měření

Georadarové měření poskytlo důležité informace o rozmístění výztuže v nosné konstrukci a významně přispělo k bezpečnému a cílenému provedení dalších zkoušek bez nevhodného narušení konstrukce.

3.4.2 Sekané sondy

V rámci průzkumu byly také provedeny sekané sondy, a to pouze lokálně, za účelem zjištění skutečné polohy a stavu betonářské výztuže. Sondy byly realizovány především v místech, kde se krycí vrstva betonu jevila jako výrazně degradovaná nebo již porušená. Jednalo se zejména o podélné trámy nosné konstrukce, u nichž bylo místy možné pozorovat částečně obnaženou smykovou výztuž již bez nutnosti zásahu do betonu.

Vlastní provedení sekaných sond bylo zahájeno ručním odsekáváním betonu pomocí kladiva v místech, kde to stav konstrukce umožňoval. V případech, kdy ruční postup nebyl dostatečný, bylo použito malé elektrické kladivo. Sekání bylo prováděno citlivě a kontrolovaně tak, aby nedošlo k poškození betonářské výztuže ani k nadměrnému rozšíření sondy nad nezbytný rozsah.



Obrázek 34: Realizace sekané sondy trámu č.1 u uložení na OP2



Obrázek 35: Sekaná sonda S1

Sekané sondy byly provedeny na vybraných prvcích nosné konstrukce v oblasti obou opěr a v poli mostu. Celkem se realizovalo sedm sond a jejich přehled, označení a umístění je uveden v tabulce (*Tabulka 7*). Číslování podélných trámů je uvažováno zleva doprava ve směru od levé strany mostu k pravé straně, číslování příčníků je provedeno ve směru staničení Hradčany–Drásov. Poloha jednotlivých sond je znázorněna níže (viz *Obrázek 36*).

Tabulka 7: Přehled realizovaných sekaných sond

Konstrukční prvek	Umístění sondy	Označení
Trám č.1 - krajní	v oblasti uložení na OP2	S1
Trám č.1 - krajní	v poli	S2
Trám č.3 - vnitřní	v oblasti uložení na OP1	S3
Trám č.3 - vnitřní	v poli	S4
Trám č.4 - krajní	v oblasti uložení na OP1	S5
Příčník č.1 - kolmý	mezi trámy č.3 a 4	S6
Příčník č.4 - kolmý	mezi trámy č.1 a 2	S7



Obrázek 36: Umístění sekaných sond

Na základě sekaných sond bylo zjištěno, že podélnou (hlavní) výztuž podélných trámů tvoří celkem osm vložek kruhové výztuže s hladkou úpravou povrchu o průměru přibližně 36 mm, pravděpodobně typu 10 210. Výztuž je uspořádána ve dvou vrstvách, přičemž dolní vrstva je průběžná a v horní vrstvě jsou jednotlivé vložky postupně ohýbány směrem k hornímu povrchu trámu.



Obrázek 37: Sekaná sonda trámu č. 3 v poli S4



Obrázek 38: Sekaná sonda trámu č. 4 u uložení S5



Obrázek 39: Sekaná sonda příčnicku č. 1 S6

Smykovou výztuž v trámech i příčnicích tvoří třmínky z kruhové výztuže s hladkou úpravou povrchu o průměru přibližně 8 mm, které nebyly vázány vázacím drátem. Zjištěná tloušťka krycí vrstvy betonu činila přibližně 32 mm.

U příčníků byla zjištěna podélná výztuž tvořená dvěma kruhovými pruty s hladkou úpravou povrchu o průměru přibližně 10 mm, doplněná již zmíněnou smykovou výztuží.

Následně byly sekané sondy zapraveny sanační maltou. Kvalita provedení těchto oprav je však místy nedostatečná.



Obrázek 40: Zapravování po sekaných sondách



Obrázek 41: Nedostatečné zapravení sond



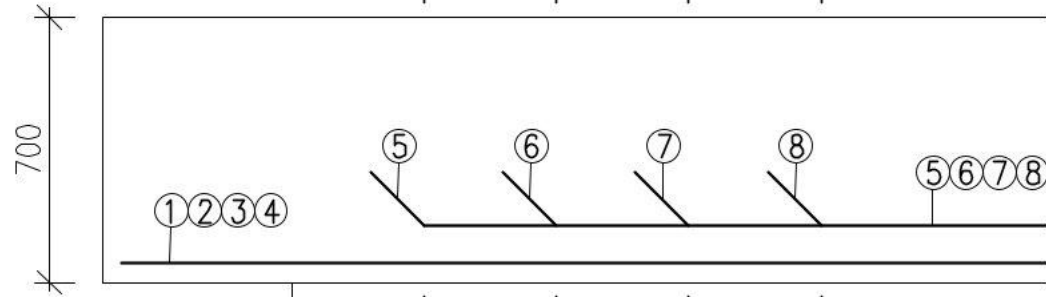
Obrázek 42: Zapravená místa po sekaných sondách

Z náčrtů vyztužení trámu a příčnicku nakreslených in situ (Příloha č. 4), byly vypracovány schémata vyztužení těchto prvků, které jsou dále přiloženy.

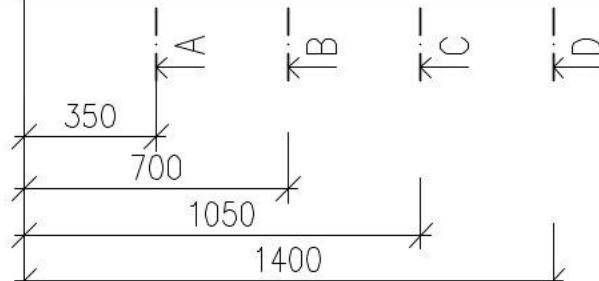
SCHÉMA VYZTUŽENÍ – PODÉLNÝ TRÁM

M=1:20

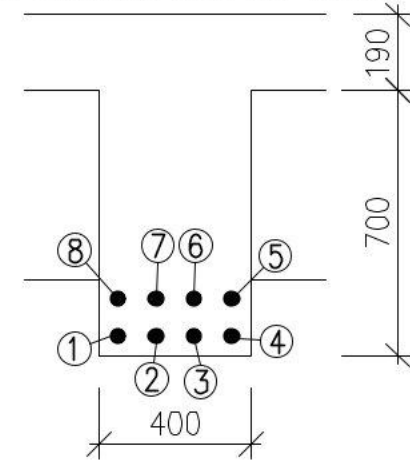
BOČNÍ POHLED



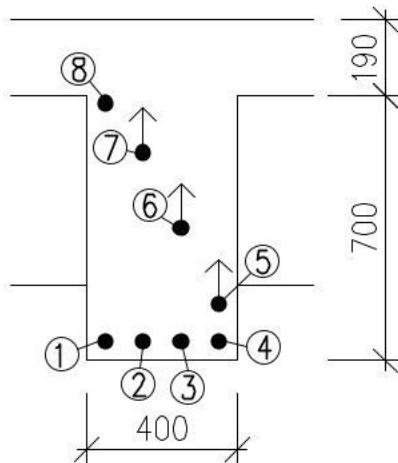
OPĚRA



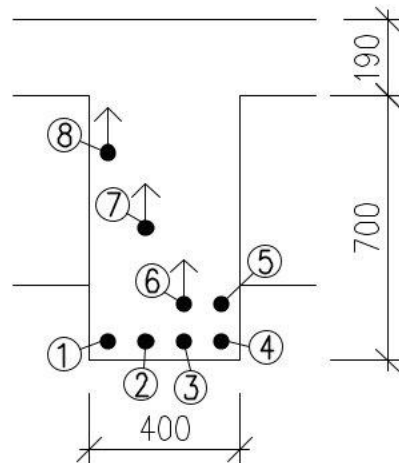
ŘEZ STŘEDEM ROZPĚTÍ TRÁMU



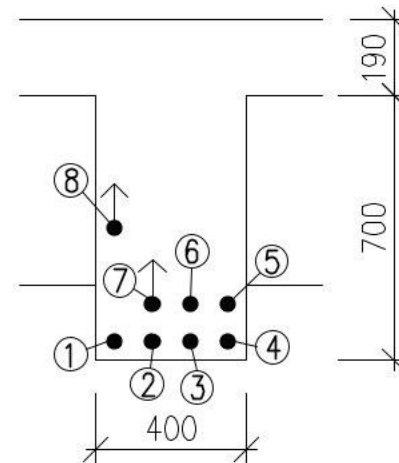
ŘEZ A-A'



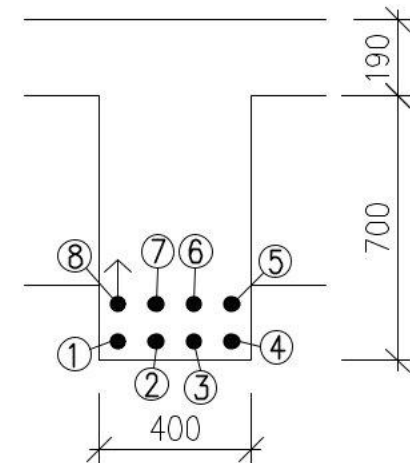
ŘEZ B-B'



ŘEZ C-C'



ŘEZ D-D'



V JEDNOM TRÁMU CELKEM 8 PRUTŮ VÝZTUŽE S HLADKOU POVRCHOVOU ÚPRAVOU, DRUH PRAVDĚPODOBĚ 10210 ϕ 36mm + TŘMÍNKY NEVÁZANÉ DRÁTEM ϕ 8mm, KRYTÍ 32mm

①②③④ DOLNÍ VRSTVA VÝZTUŽE 4x ϕ 36mm–PRŮBĚŽNÁ

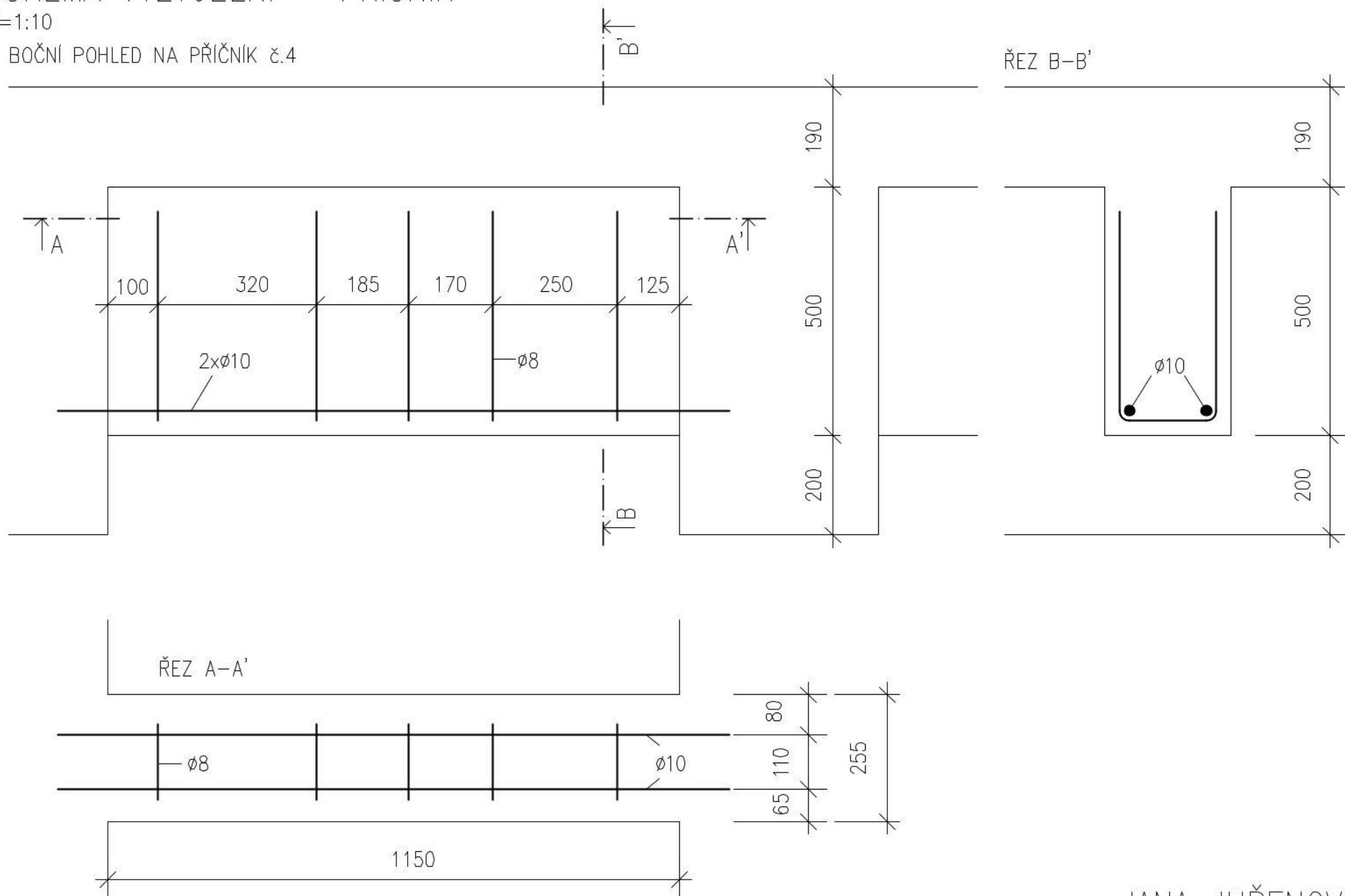
⑤⑥⑦⑧ HORNÍ VRSTVA VÝZTUŽE 4x ϕ 36mm–POSTUPNĚ SE JEDNOTLIVÉ PRUTY OHÝBAJÍ SMĚREM NAHORU

JANA JUŘENOVÁ

SCHÉMA VYZTUŽENÍ – PŘÍČNÍK

M=1:10

BOČNÍ POHLED NA PŘÍČNÍK č.4



JANA JUŘENOVÁ

3.4.3 Tvrdoměrná metoda

Tvrdoměrná měření byla prováděna jedním přístrojem typu originál Schmidt N, výrobní číslo 174249. Cílem tvrdoměrného měření bylo orientační posouzení kvality betonu jednotlivých konstrukčních prvků a získání podkladů pro následnou korelaci s výsledky z jádrových vývrtů.

Měření byla provedena na vybraných částech spodní stavby a nosné konstrukce mostu. Tvrdoměrné zkoušky byly nejprve realizovány na částech spodní stavby, konkrétně na dřících opěr a mostních křídlech, kde byl přístup možný bez použití lešení. Po zřízení dočasného lešení byly následně provedeny i zkoušky na dalších konstrukčních prvcích. Oproti návrhu byl počet zkušebních míst při realizaci mírně upraven s ohledem na skutečný stav konstrukce a dostupnost jednotlivých ploch. Celkem bylo provedeno tvrdoměrné měření na 68 zkušebních místech.

Tabulka 8: Přehled zkušebních míst tvrdoměrného měření na konstrukci

Část konstrukce	Počet zkušebních míst	Označení zkuš. míst
Dříky opěr	12	1-12
Uložné prahy opěr	12	13-24
Mostní křídla	8	25-32
NK - podélné trámy	12	33-44
NK - příčnický	12	45-56
NK - deska	12	57-68

Před vlastním měřením byla zkušební místa připravena vybroušením povrchových vrstev tak, aby bylo dosaženo přímého kontaktu tvrdoměru s povrchem betonu. Měření byla prováděna na suchém, soudržném povrchu bez viditelného narušení betonu [16].



Obrázek 43: Zkušební místo pro měření na OP2



Obrázek 44: Detail řádně připraveného zkuš. místa



Obrázek 45: Zkušební místa tvrdoměrného měření na nosné konstrukci

Na každém zkušebním místě bylo provedeno 12 úderů tvrdoměrem. Počet úderů byl oproti návrhu (alespoň 10 úderů) navýšen na základě praktických zkušeností realizační firmy s cílem zvýšit vypovídací schopnost měření a zajistit dostatečný počet platných hodnot po vyloučení statisticky odlehlých výsledků.

Záznamy tvrdoměrných měření byly pořizovány ve formě tabulek, ve kterých jsou řádky označeny číslem zkušebního místa s šipkou, značící směr zkoušení, a sloupce jednotlivými odrazy tvrdoměru, označenými čísly v uvozovkách ("1" až "12").

Tabulka 9: Tabulka naměřených hodnot odrazů na dřících opěr

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
1	→	50	46	49	48	41	52	50	50	53	57	45	51
2	→	58	52	53	57	55	55	59	55	59	57	59	53
3	→	55	55	59	59	54	51	51	55	55	54	49	59
4	→	51	59	57	42	45	56	48	55	53	53	47	45
5	→	51	54	55	48	50	47	53	45	54	55	57	49
6	→	56	57	60	57	55	48	52	54	49	56	49	53
7	→	36	44	50	50	51	53	46	50	51	52	44	46
8	→	56	42	48	39	44	51	50	54	50	58	52	50
9	→	52	50	54	54	55	44	55	56	52	56	51	42
10	→	43	40	44	41	51	43	44	50	51	50	53	49
11	→	43	48	48	47	56	57	56	56	57	58	59	55
12	→	58	50	56	46	56	56	54	50	58	58	54	56

Kompletní záznamy měření pro všechny části konstrukce jsou uvedeny v Příloze č. 5. Vyhodnocení výsledků tohoto měření je provedeno v navazujících kapitolách práce.

3.4.4 Odběr jádrových vývrtů

Odběr jádrových vývrtů byl v rámci diagnostického průzkumu proveden v průběhu obou pracovních dnů v návaznosti na předchozí měření a zpřístupňování jednotlivých částí konstrukce. Vývrty byly odebírány z míst, kde bylo možné zajistit bezpečný přístup a kde provedení vývrtu umožňoval skutečný stav konstrukce.

Místa odběru jádrových vývrtů byla volena na základě výsledků georadarového měření a sekaných sond tak, aby byly minimalizovány zásahy do betonářské výztuže. Vrtání bylo prováděno, pokud to bylo možné, mimo identifikovanou výztuž. Celkem bylo odebráno 9 jádrových vývrtů, přičemž oproti návrhu byl počet vývrtů snížen o jeden vývrt v oblasti mostních křídel s ohledem na skutečný stav konstrukce a rozsah zjištěných poruch.

Jádrové vývrty byly odebírány ve dvou průměrech, a to 50 mm a 100 mm, v závislosti na typu a rozměrech jednotlivých konstrukčních prvků. Vývrty většího průměru byly realizovány na masivních částech spodní stavby, zatímco menší průměr byl použit u prvků nosné konstrukce.

Tabulka 10: Údaje o realizovaných vývrtech

Část konstrukce	Průměr vývrtu [mm]	Označení	Zkuš. místo tvrdoměry
Dřík OP1	100	V1	3
Dřík OP2	100	V2	8
Úložný práh OP1	100	V3	16
Úložný práh OP2	100	V4	20
Levé křídlo OP2	100	V5	29
Trám č.3 - levá strana	50	V6	35
Trám č.1 - pravá strana	50	V7	41
Příčník č.4 - přední strana	50	V8	56
nosná deska	50	V9	57-68
průvrt vozkovým souvr.	50/100	S10	-

Vrtání bylo prováděno jádrovou vrtačkou s vodním výplachem, přičemž voda byla zajištěna ze zásobníku umístěného v pracovním vozidle. Jednotlivé vývrty byly označeny, změřeny a zdokumentovány.



Obrázek 46: Vrtání jádrového vývrtnu na dříku OP2



Obrázek 47: Příprava pro uchycení vrtačky



Obrázek 48: Vytahování uvízlého vývrtnu



Obrázek 49: Místo po provedení jádrového vývrtnu před zapravením



Obrázek 50: Detail vnitřní struktury



Obrázek 51: Jádrový vývrt ihned po odebrání z konstrukce

Součástí průzkumu byla rovněž sonda vozovkovým souvrstvím, označená jako S10, která sloužila k ověření skladby mostního svršku. Sonda byla provedena průvrtem o průměru 50 mm skrz vozkovou vrstvu až k nosné konstrukci. Současně byl v místě sondy proveden jádrový vývrt nosnou deskou, označený jako V9. Následně byl otvor v oblasti vozkových vrstev rozšířen na průměr 100 mm pouze do úrovně hydroizolace, aby bylo možné provést kvalitní opravu porušené izolace po dokončení průzkumu. Zjištěná skladba vozkového souvrství je uvedena v tabulce (*Tabulka 1*).



Obrázek 52: Realizace průvrtu vozovkou



Obrázek 53: Sonda S10 a její průzkum



Obrázek 54: Detail souvrství vozovky z odebraného průvrtu



Obrázek 55: Průvrt ze spodního líce konstrukce



Obrázek 56: Odebrané materiály a uložení pro převoz

Tabulka 11: Skladba vozkového souvrství

Název vrstvy	Tloušťka vrstvy [mm]	Druh materiálu
Obrusná vrstva (nová)	45	asfaltový beton střednězrný
Spojovací nátěr	-	dehet (PAU)
Obrusná vrstva (původní)	100	žulová kostka
Podkladní vrstva	80	písek s těžným kamenivem
Hydroizolace	5	dehtovaná lepenka nevyztužená

Následovalo zjištění hloubky karbonatace na vývrtech, a to pomocí fenolftaleinu. Dále byly vývrty bezpečně uloženy a připraveny pro převoz do laboratoře, kde byly podrobeny dalším zkouškám. Po ukončení odběru byly otvory po jádrových vývrtech důkladně vyspraveny.



Obrázek 57: Opravené místo odběru vývrtnu na křídle OP2



Obrázek 58: Příslušenství potřebné k řádné opravě průvrtu vozovkou



Obrázek 59: Zkouška hloubky karbonátace in situ pomocí fenolftaleinu

Schématické náčrty, znázorňující umístění jednotlivých jádrových vývrtů a sond na konstrukci mostu, jsou uvedeny v Příloze č. 6. Podrobný přehled a popis odebraných vývrtů je zařazen v Příloze č. 7.

3.5 LABORATORNÍ ZKOUŠKY BETONU

Odebrané jádrové vývrty byly po ukončení terénních prací převezeny do laboratoře, kam dorazily v neporušeném stavu. Každý vývrt byl označen identifikačním štítkem. Prvním krokem laboratorního zpracování bylo pro laboratoř praktičtější způsob označení, a to fixem přímo na vývrt. Zároveň proběhlo rozvržení jednotlivých zkušebních těles na každém vývrtnu a pořízení podrobné fotodokumentace.



Obrázek 60: Fotodokumentace vývrtnu V1



Obrázek 61: Fotodokumentace vývrtnu V2



Obrázek 62: Fotodokumentace vývrtnu V3



Obrázek 63: Fotodokumentace vývrtnu V4



Obrázek 64: Fotodokumentace vývrtu V5



Obrázek 65: Fotodokumentace vývrtu V6



Obrázek 66: Fotodokumentace vývrtu V7



Obrázek 67: Vývrt V8



Obrázek 68: Fotodokumentace vývrtu V9

Následně byly jednotlivé jádrové vývrtu nařezány na zkušební tělesa určená pro laboratorní zkoušky. Z každého vývrtu byl připraven minimálně jeden vzorek pro zkoušku pevnosti betonu v tlaku a jeden vzorek pro zkoušku nasákavosti. Výjimku tvořil vývrt V8, jehož délka umožnila přípravu pouze jednoho zkušebního tělesa pro zkoušku pevnosti. Naopak z vývrtů V6 a V7 bylo možné připravit tři zkušební vzorky pro zkoušku pevnosti betonu v tlaku z každého vývrtu. Celkem tak bylo k dispozici 13 zkušebních těles pro zkoušku pevnosti betonu v tlaku a 8 těles pro zkoušku nasákavosti.

Obě plochy každého tělesa byly před zkoušením ručně zbrúšeny korundovým práškem za účelem dosažení co největší rovinnosti a zajištění rovnoměrného přenosu zatížení během tlakové zkoušky. Před samotným zkoušením byla všechna tělesa změřena pomocí přesného posuvného měřidla s rozsahem 0,5 m a přesností na desetinu milimetru a následně zvážena. Tyto údaje byly nezbytné pro další vyhodnocení výsledků laboratorních zkoušek.

Přehled rozměrů, hmotností a objemových hmotností zkušebních těles v přirozeně vlhkém stavu je uveden v tabulce (*Tabulka 12*). Fotodokumentace připravených zkušebních těles je uvedena na Obrázcích 69 a 70.

Tabulka 12: Tabulární záznam vlastností zkušebních vzorků

Vzorek	Průměr d [mm]	Délka L [mm]	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost přirozená D_r [kg/m ³]
V1	94,0	98,6	1595,1	2331
V2	94,0	98,3	1610,5	2361
V3	93,9	98,5	1521,3	2230
V4	94,1	97,4	1506,9	2225
V5	94,1	97,3	1552,7	2295
V6-1-A	48,9	49,9	211,0	2252
V6-1-B	48,8	49,8	214,7	2305
V6-2	48,9	49,5	219,5	2361
V7-A	48,8	49,9	215,9	2313
V7-B	48,9	49,6	213,0	2287
V7-C	48,8	49,8	209,9	2253
V8-1	48,9	49,7	213,8	2291
V9-1	49,0	49,7	204,1	2178



Obrázek 69: Zkušební tělesa o průměru přibližně 100 mm



Obrázek 70: Tělesa s průměrem přibližně 50 mm

Všechna připravená zkušební tělesa byla prozvučena ultrazvukem, pro měření se používal přístroj Pundit PL-200. Měření bylo realizováno třikrát na každém tělese. Z naměřených dob průchodu ultrazvukového vlnění byla vypočtena rychlost šíření ultrazvukového vlnění v betonu, přičemž pro další vyhodnocení byla uvažována průměrná hodnota z jednotlivých měření [21].

Tabulka 13: Záznam z UZ měření s následným přepočtem na rychlost UZ vlnění

Vzorek	Délka vzorku L [mm]	Čas průchodu UZ T_{UZ} [μ s]			Rychlost UZ vlnění v_L [m/s]			
		"1"	"2"	"3"	"1"	"2"	"3"	Průměr
V1	98,6	22,2	22,8	23,5	4441	4325	4196	4321
V2	98,3	23,4	23,1	23,0	4201	4255	4274	4243
V3	98,5	23,7	24,0	24,0	4156	4104	4104	4121
V4	97,4	20,9	21,0	21,0	4660	4638	4638	4645
V5	97,3	23,0	22,9	22,7	4230	4249	4286	4255
V6-1-A	49,9	12,4	12,3	12,5	4024	4057	3992	4024
V6-1-B	49,8	13,4	13,6	14,0	3716	3662	3557	3645
V6-2	49,5	11,7	12,0	11,6	4231	4125	4267	4208
V7-A	49,9	11,8	12,0	11,8	4229	4158	4229	4205
V7-B	49,6	13,1	13,1	13,1	3786	3786	3786	3786
V7-C	49,8	12,7	12,6	12,6	3921	3952	3952	3942
V8-1	49,7	13,8	13,8	13,6	3601	3601	3654	3619
V9-1	49,7	14,2	14,4	14,5	3500	3451	3428	3460

Po dokončení ultrazvukového měření byly zkušební vzorky podrobeny zkoušce pevnosti betonu v tlaku ve zkušebním lisu. Zkouška byla provedena zatěžováním vzorků až do porušení. Ilustrativní fotky před a po provedení zkoušky na Obrázcích 71 a 72.



Obrázek 71: Zkušební vzorek V6-1-B uchycený ve zkušebním lisu před tlakovou zkouškou

55,9 kN
→



Obrázek 72: Porušení vzorku V6-1-B po zkoušce pevnosti v tlaku ve zkušebním lisu



Obrázek 73: Porušený vzorek s patrným zrnem většího kameniva a organickým materiálem (dřevěná větvička)

Zkušební tělesa určená pro tlakové zkoušky měla přibližně poměr stran 1:1, tedy štíhlost blízkou hodnotě 1,0. Naměřené síly byly přepočteny na pevnost betonu v tlaku a následně převedeny pomocí součinitele CLF na ekvivalentní pevnost odpovídající poměru 2:1. Přehled dosažených sil a vypočtených pevností je uveden v tabulce (Tabulka 14). Hodnoty pevnosti betonu přepočtené na poměr 1:1 byly dále použity pro vyhodnocení pomocí korelace s výsledky tvrdoměrných měření.

Tabulka 14: Dosažené síly na jednotlivých vzorcích s přepočtem na pevnost betonu v tlaku

Vzorek	Max. síla F [kN]	Štíhlost λ [-]	Pevnost $f_{c,1:1}$ [MPa]	Faktor CLF [-]	Pevnost $f_{c,2:1}$ [MPa]
V1	306,7	1,05	44,2	0,82	36,2
V2	220,4	1,05	31,8	0,82	26,0
V3	246,3	1,05	35,6	0,82	29,2
V4	284,5	1,04	40,9	0,82	33,5
V5	204,6	1,03	29,4	0,82	24,1
V6-1-A	40,3	1,02	21,5	0,82	17,6
V6-1-B	55,9	1,02	29,9	0,82	24,5
V6-2	61,9	1,01	33,0	0,82	27,0
V7-A	71,7	1,02	38,3	0,82	31,4
V7-B	70,5	1,01	37,5	0,82	30,8
V7-C	52,7	1,02	28,2	0,82	23,1
V8-1	54,6	1,02	29,1	0,82	23,8
V9-1	37,3	1,01	19,8	0,82	16,2

Po ukončení tlakových zkoušek byla na zkušebních tělesech provedena orientační zkouška hloubky karbonatace i ve vnitřní struktuře betonu pomocí fenolftaleinového testu. Roztok fenolftaleinu reaguje změnou zbarvení na hodnotu pH betonu – tělesa bez zbarvení nebo se slabým zbarvením vykazují pH nižší než 9, což indikuje karbonataci betonu [25].



Obrázek 74: Zkouška fenolftaleinem na dvou vzorcích po sobě jdoucích z vývrtu V6



Obrázek 75: Vzorek s největší zjištěnou hloubkou karbonatace V8-1

Nebyl zjištěn výrazný vliv karbonatace na stanovené pevnosti betonu v tlaku. Žádné těleso nebylo zcela zkarbonatované, ale i tak je hloubka karbonatace značná. Karbonatace stanovená na jednotlivých vývrtech se pohybovala v rozmezí od 10 do 40 mm, výjimečně dosahovala i hloubky 50 mm a více. Krytí bylo stanovené na 32 mm dle sekaných sond, tzn. že hloubka karbonatace betonu u vyztužených prvků většinou tuto hodnotu již převyšuje, takže výztuž není zcela chráněna proti korozi.

3.6 VYHODNOCENÍ PRŮZKUMU

Hlavním cílem diagnostického průzkumu bylo stanovení pevnosti betonu v tlaku in situ jednotlivých konstrukčních částí mostu. Vyhodnocení bylo provedeno kombinací výsledků tvrdoměrného měření a laboratorně stanovených pevností betonu z jádrových vývrtů, konkrétně byl využit k vyhodnocení součinitel upřesnění α [16].

Vyhodnocení bylo zahájeno zpracováním výsledků tvrdoměrného měření. Na každém zkušebním místě bylo provedeno 12 tvrdoměrných úderů, přičemž z naměřených hodnot byly vždy vyřazeny jedna maximální a jedna minimální hodnota odrazu. Pro další vyhodnocení tak bylo uvažováno 10 hodnot odrazů na každém zkušebním místě. Jednotlivým hodnotám odrazu byla přiřazena odpovídající hodnota pevnosti betonu s nezaručenou přesností f_{be} podle ČSN 73 1373. Z těchto hodnot byly následně stanoveny průměrné hodnoty a vypočteny horní a dolní meze. Ukázkový postup vyhodnocení tvrdoměrného měření je uveden v tabulce (*Tabulka 15*), kompletní přehled je součástí Přílohy č. 8.

Tabulka 15: Zkrácená tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na dřících opěr

DŘÍKY OPĚŘ	"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ	
1	$\alpha \rightarrow$	50	46	49	48	52	50	50	53	45	51	49		
	f_{be} [MPa]	59	52	57	55	63	59	59	65	50	61	58	46	70
2	$\alpha \rightarrow$	58	53	57	55	55	55	59	57	59	53	56		
	f_{be} [MPa]	69	65	69	69	69	69	69	69	69	65	68	55	82
3	$\alpha \rightarrow$	55	55	59	54	51	51	55	55	54	59	55		
	f_{be} [MPa]	69	69	69	67	61	61	69	69	67	69	67	54	80
4	$\alpha \rightarrow$	51	57	45	56	48	55	53	53	47	45	51		
	f_{be} [MPa]	61	69	50	69	55	69	65	65	53	50	61	48	73

Na základě stanovených mezí byly z jednotlivých zkušebních míst vyřazeny hodnoty, které nevyhověly kritériu z ČSN 73 1373, podle něhož se hodnota pevnosti jednotlivého měření nesmí lišit od aritmetického průměru o více než ± 20 %. V některých případech vedlo vyřazení nevyhovujících hodnot k tomu, že na daném zkušebním místě nezůstal minimální požadovaný počet 7 platných hodnot. Tato zkušební místa byla z dalšího vyhodnocení zcela vyřazena. Konkrétně se jednalo o zkušební místa č. 30, 46 a 54. Pro další výpočty byly uvažovány nově stanovené průměrné hodnoty pevnosti s nezaručenou přesností $f_{be,průměr}$ vypočítané ze zbývajících vyhovujících hodnot [16].

Pevnostem betonu v tlaku stanovených z vývrtů $f_{c,1.1}$ byly přiřazeny odpovídající průměrné hodnoty pevnosti s nezaručenou přesností $f_{be,průměr}$ získané z tvrdoměrného měření na příslušných částech konstrukce. Z těchto dvojic hodnot byl pro jednotlivé konstrukční části stanoven součinitel upřesnění α . Přehled vypočtených hodnot součinitele α je uveden v tabulce (*Tabulka 17*) [16].

Tabulka 16: Průměrné pevnosti s nezaručenou přesností na jednotlivých zkušebních místech

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]
1	58	18	46	35	50	52	47
2	68	19	42	36	39	53	32
3	67	20	54	37	59	54	vyřazeno
4	61	21	48	38	55	55	41
5	62	22	47	39	44	56	50
6	65	23	44	40	32	57	50
7	56	24	51	41	57	58	36
8	60	25	43	42	47	59	28
9	65	26	46	43	31	60	23
10	53	27	62	44	49	61	39
11	65	28	64	45	40	62	38
12	67	29	65	46	vyřazeno	63	18
13	42	30	vyřazeno	47	49	64	19
14	59	31	59	48	46	65	17
15	47	32	59	49	54	66	32
16	43	33	40	50	51	67	33
17	48	34	38	51	40	68	33

Tabulka 17: Součinitel upřesnění α pro jednotlivé části konstrukce

Vzorek	Pevnost $f_{c,1:1}$ [MPa]	Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α
V1	44,2	3	67	0,598
V2	31,8	8	60	
V3	35,6	16	43	0,797
V4	40,9	20	54	
V5	29,4	29	65	0,455
V6-1-A	21,5	35	50	0,586
V6-1-B	29,9			
V6-2	33,0			
V7-A	38,3	41	57	
V7-B	37,5			
V7-C	28,2			
V8-1	29,1	56	50	0,584
V9-1	19,8	57-68	30	0,650

Pomocí odpovídajícího součinitele α byly následně upraveny hodnoty pevnosti betonu s nezaručenou přesností, čímž byly získány výsledné hodnoty pevnosti betonu f_b pro jednotlivé části konstrukce. Tyto hodnoty tvoří podklad pro stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku in situ [16].

Tabulka 18: Upřesněná pevnost f_b – dřívky opěr

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α	Pevnost f_b [MPa]
DŘÍVKY OPĚR	1	0,598	34,7
	2		40,8
	3		40,1
	4		36,2
	5		37,2
	6		39,1
	7		33,6
	8		35,9
	9		39,0
	10		31,5
	11		38,6
	12		40,0

Tabulka 19: Upřesněná pevnost f_b – úložné prahy

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α	Pevnost f_b [MPa]
ÚLOŽNÉ PRAHY OPĚR	13	0,797	33,5
	14		47,2
	15		37,3
	16		33,9
	17		38,4
	18		37,0
	19		33,3
	20		42,6
	21		38,6
	22		37,4
	23		34,9
	24		40,3

Tabulka 20: Upřesněná pevnost f_b – mostní křídla

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α	Pevnost f_b [MPa]
MOSTNÍ KŘÍDLA OPĚR	25	0,455	19,5
	26		20,8
	27		28,3
	28		29,3
	29		29,4
	30		x
	31		26,8
	32		26,7

Tabulka 21: Upřesněná pevnost f_b – NK - příčníky

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α	Pevnost f_b [MPa]
NOSNÁ KONSTRUKCE - PŘÍČNÍKY	45	0,584	23,2
	46		x
	47		28,3
	48		26,9
	49		31,2
	50		30,0
	51		23,3
	52		27,6
	53		18,5
	54		x
	55		23,6
	56		29,1

Tabulka 22: Upřesněná pevnost f_b – NK – podélné trámy

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α	Pevnost f_b [MPa]
NOSNÁ KONSTRUKCE - TRÁMY	33	0,586	23,3
	34		22,5
	35		29,3
	36		22,9
	37		34,5
	38		32,2
	39		26,0
	40		19,0
	41		33,5
	42		27,8
	43		18,3
	44		28,7

Tabulka 23: Upřesněná pevnost f_b – NK – deska

Zkušební místo tvrdoměry	$f_{be,průměr}$ [MPa]	α	Pevnost f_b [MPa]
NK - MOSTOVKOVÁ DESKA	57	0,650	32,3
	58		23,7
	59		18,0
	60		15,1
	61		25,1
	62		24,6
	63		11,7
	64		12,5
	65		10,7
	66		20,9
	67		21,3
	68		21,3

Z hodnot pevnosti f_b byly podle ČSN 73 2011 stanoveny charakteristické pevnosti betonu v tlaku in situ pro jednotlivé konstrukční části mostu a následně přiřazeny odpovídající pevnostní třídy betonu [18].

Vycházelo se z předpokladu, že beton bude klasifikován jako rovnoměrný. A ve všech částech konstrukce kromě mostovkové desky bylo uvažováno normální rozdělení pevnosti betonu v tlaku in situ.

Vzorce dle ČSN 73 2011 pro rovnoměrný beton:

Charakteristická pevnost betonu v tlaku konstrukce nebo její části:

$$f_{ck, is} = \overline{f_{m(n), is}} - \beta_n \cdot s_r \quad (5)$$

kde:

- $f_{m(n), is}$ - aritmetický průměr pevností betonu v tlaku vypočtený z pevností zjištěných na jednotlivých měřených místech (upřesněné pevnosti);
- β_n - součinitel odhadu 5% kvantilu, který závisí na velikosti výběru a na šířnosti základního souboru; pokud nejsou známy přesnější hodnoty, uvažují se hodnoty dle tabulky 4 v normě;
- s_r - výběrová směrodatná odchylka

$$s_r = \sqrt{s^2 + s_{rez}^2} \quad (6)$$

kde:

→ s - výběrová směrodatná odchylka pevností stanovených pomocí nedestruktivních metod;

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (f_{is,i} - \overline{f_{is,l}})^2} \quad (7)$$

kde:

→ s_{rez} - reziduální směrodatná odchylka se vypočte ze vztahu, v tomto případě uvažována hodnotou 2,5

$$s_{rez} = \sqrt{\frac{1}{n_1 - k_f} \sum (f_{ci} - f_{ce,i})^2} \quad (8)$$

kde:

→ f_{ci} - pevnost betonu v tlaku pro i tý měřený bod kalibračního vztahu, stanovená destruktivní zkouškou;

→ $f_{ce,i}$ - pevnost betonu v tlaku vypočtená z ukazatele nedestruktivního měření z kalibračního vztahu pro i tý měřený bod;

→ $f_{is,i}$ - pevnost betonu i tého měřeného místa na konstrukci, zjištěná upřesněnou zkouškou;

→ $\overline{f_{is,l}}$ - průměrná pevnost betonu konstrukce zjištěná upřesněnou zkouškou;

→ n_1 - počet měřených bodů kalibračního vztahu;

→ n - počet nedestruktivně měřených míst na konstrukci;

→ k_f - počet parametrů kalibrační funkce [18].

Přehled výsledných hodnot je uveden v tabulce (*Tabulka 24*).

Tabulka 24: Pevnost betonu v tlaku in situ a příslušné pevnostní třídy

Část konstrukce	$f_{b,m}$ [MPa]	β_n	s_x [MPa]	s_{rez} [MPa]	s_r [MPa]	$f_{ck,is,1:1}$ [MPa]	Pevnostní třída
DŘÍKY OPĚR	37,2	1,888	2,889	2,5	3,82	30,0	C 25/30
ÚLOŽNÉ PRAHY	37,9	1,888	4,074	2,5	4,78	28,8	C 20/25
MOSTNÍ KŘÍDLA	25,8	2,09	4,052	2,5	4,76	15,9	C 12/15
NK - PODÉLNÉ TRÁMY	26,5	1,888	5,415	2,5	5,96	15,2	C 12/15
NK - PŘÍČNÍKY	26,2	1,92	3,915	2,5	4,65	17,3	C 12/15
NK - DESKA	19,8	1,888	6,4	2,5	6,90	6,8	C 6/7,5

Co se týče desky bylo přistoupeno k vyhodnocení pevnosti betonu za předpokladu lognormálního rozdělení, jak toto umožňuje norma ČSN 73 0038. K tomuto řešení vedl fakt, že průměrná pevnost ($f_{b,m} = 19,8 \text{ MPa}$) byla poměrně vysoká oproti vypočtené výsledné pevnosti betonu v tlaku ($f_{ck, is, 1:1} = 6,8 \text{ MPa}$). Směrodatná odchylka a následně i reziduální byly značně vysoké a tím došlo k neúměrnému ponížení průměrné hodnoty a stanovení nižší pevnosti a pevnostní třídy betonu [27].

Předpoklad lognormality dat byl nejprve statisticky ověřen Shapiro–Wilkovým testem aplikovaným na logaritmované hodnoty. Při hladině významnosti $\alpha = 0,05$ nebyla nulová hypotéza o normálním rozdělení logaritmovaných dat zamítnuta ($p = 0,46$). Lognormální rozdělení lze proto považovat za vhodný model pro toto rozdělení pevnosti. Poté bylo přistoupeno k novému vyhodnocení pevnosti betonu mostovkové desky podle následujícího vzorce z ČSN 73 0038:

$$X_k = m_X \exp \left[-k_{n,X} \sqrt{\ln(V_X^2 + 1)} - 0.5 \ln(1 + V_X^2) \right] \quad (9)$$

$$m_X = \frac{\sum X_i}{n} \quad (10)$$

$$s_X^2 = \frac{\sum (X_i - m_X)^2}{n - 1} \quad (11)$$

$$V_X = \frac{s_X}{m_X} \quad (12)$$

kde:

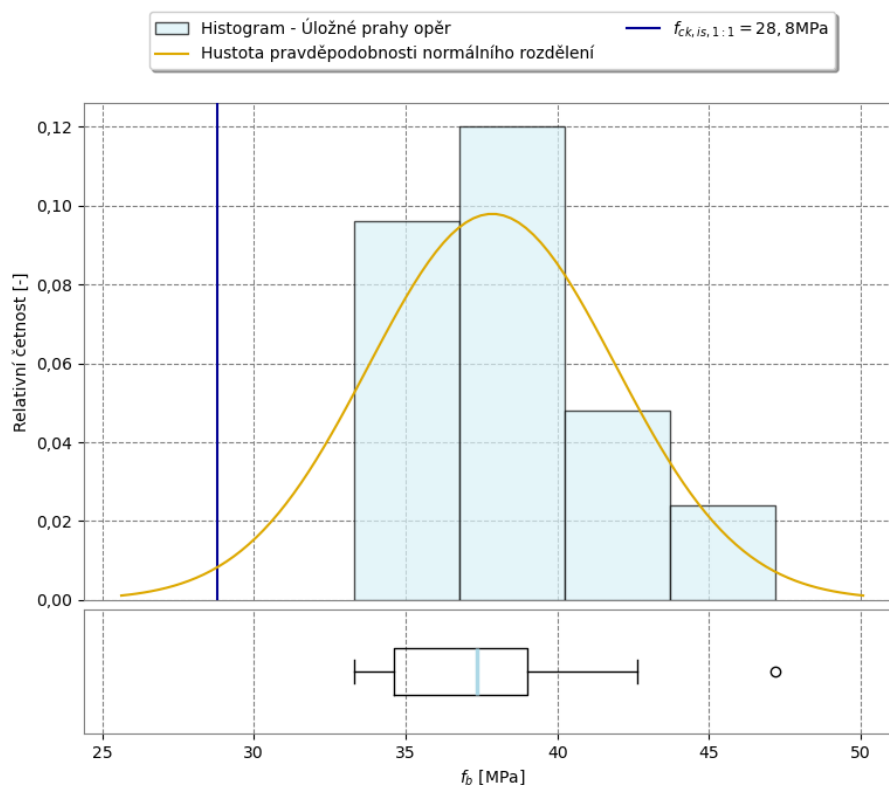
- X_k – charakteristická hodnota materiálové vlastnosti (5% kvantil);
- m_X – průměr materiálové vlastnosti;
- s_X – směrodatná odchylka materiálové vlastnosti;
- $k_{n,X}$ – součinitel pro stanovení charakteristické hodnoty materiálové vlastnosti;
- n - počet vzorků;
- V_X - variační koeficient materiálové vlastnosti [27].

Výsledná hodnota pevnosti v tlaku mostovkové desky - $f_{ck, is, 1:1} = 10,3 \text{ MPa}$, odpovídající pevnostní třídě **C 8/10**.

Po stanovení pevnosti betonu v tlaku in situ jednotlivých částí konstrukce bylo přistoupeno k jejich grafickému vyhodnocení. Pro názorné posouzení rozložení naměřených hodnot byly výsledky pevnosti betonu znázorněny pomocí histogramů, které umožňují sledovat četnost výskytu jednotlivých hodnot pevnosti a jejich soustředění kolem průměrné hodnoty.

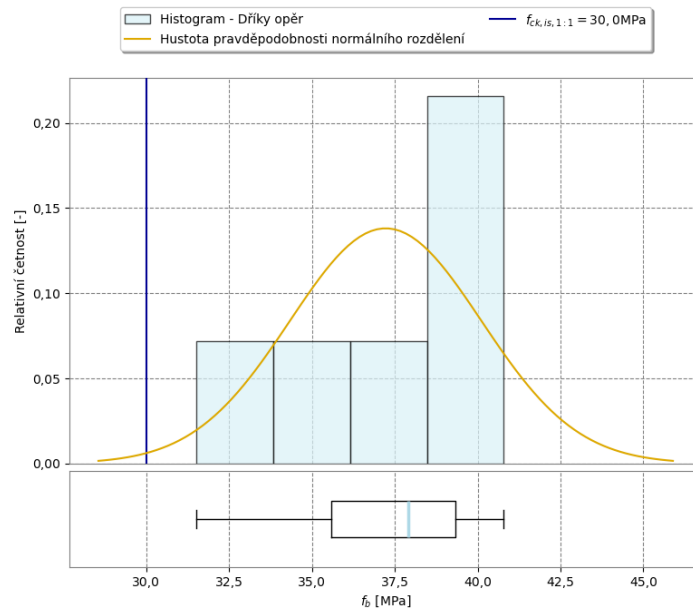
Histogramy byly doplněny krabicovými grafy, které poskytují doplňující informaci o rozptylu dat, poloze mediánu a případném výskytu odlehlých hodnot. Krabicové grafy tak umožňují rychlou vizuální identifikaci nerovnoměrnosti betonu a slouží jako podpůrný nástroj při hodnocení variability pevnosti jednotlivých částí konstrukce.

V následujících obrázcích jsou uvedeny histogramy a krabicové grafy pevnosti betonu jednotlivých částí konstrukce, dále doplněné stručným komentářem k jejich tvaru a rozptylu naměřených hodnot.



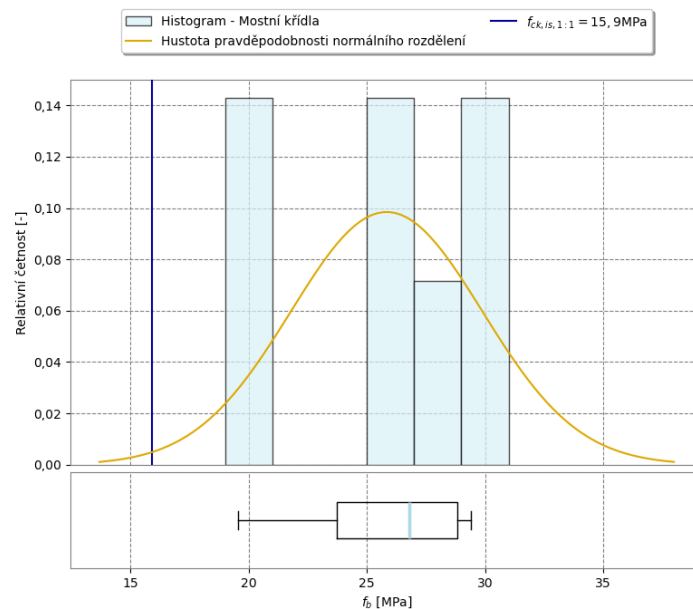
Obrázek 76: Histogram a krabicový graf statistického souboru Úložné prahy opěr

U histogramu úložných prahů opěr můžeme vidět soustředění většiny hodnot v intervalu přibližně 35–40 MPa. V pravé části spektra se objevuje vyšší hodnota, která je v krabicovém grafu identifikována jako potenciální odlehlá hodnota. Většina hodnot vykazuje relativně malý rozptyl, přítomnost této hodnoty může naznačovat lokální nehomogenitu betonu. Pro jednoznačné vyloučení odlehlé hodnoty by bylo nutné provést doplňující statistické testy, čemuž se tato práce dále nevěnuje.



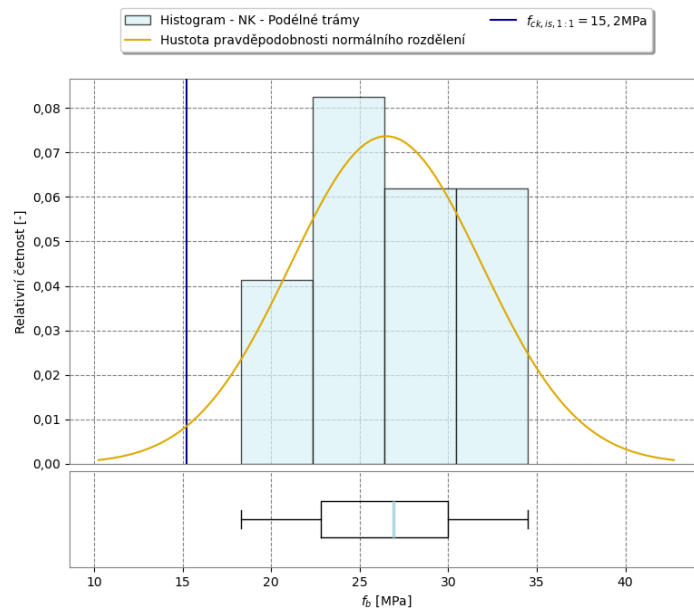
Obrázek 77: Histogram a krabicový graf statistického souboru Dřívky opěr

Histogram pevnosti betonu dřívků opěr vykazuje soustředění většiny hodnot v relativně úzkém intervalu kolem průměrné pevnosti. Krabicový graf neindikuje přítomnost výrazných odlehlých hodnot, můžeme však vidět, že četný výskyt vyšších hodnot posunul medián vpravo, přestože je rozptyl naměřených hodnot omezený. Z grafického hlediska lze beton dřívků opěr hodnotit jako poměrně rovnoměrný.



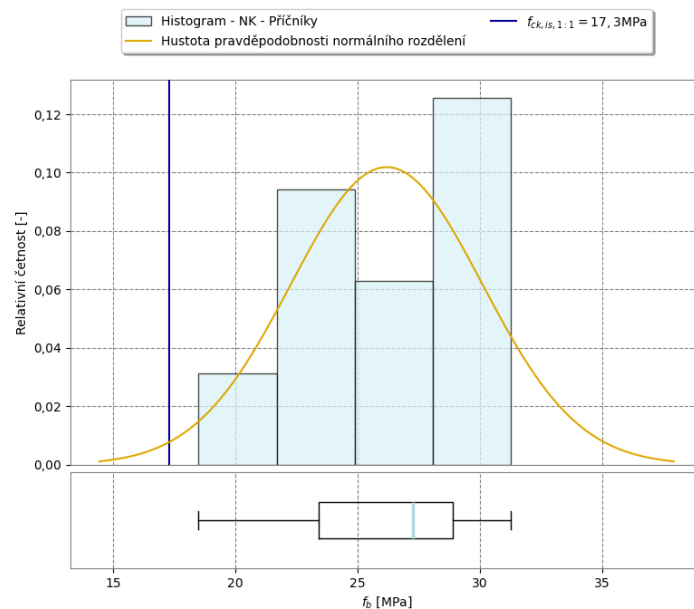
Obrázek 78: Histogram a krabicový graf statistického souboru Mostní křídla

Grafické znázornění pevnosti betonu mostních křídel vykazuje výrazně nerovnoměrné rozložení hodnot. V centrální části histogramu chybí dvě třídy, což naznačuje nesouvislé rozdělení naměřených pevností a lokální rozdíly v kvalitě betonu. Tento charakter rozdělení je patrný i z krabicového grafu, který potvrzuje větší rozptyl hodnot v porovnání s výše hodnocenými částmi konstrukce, přestože nevykazuje výrazné odlehlé hodnoty.



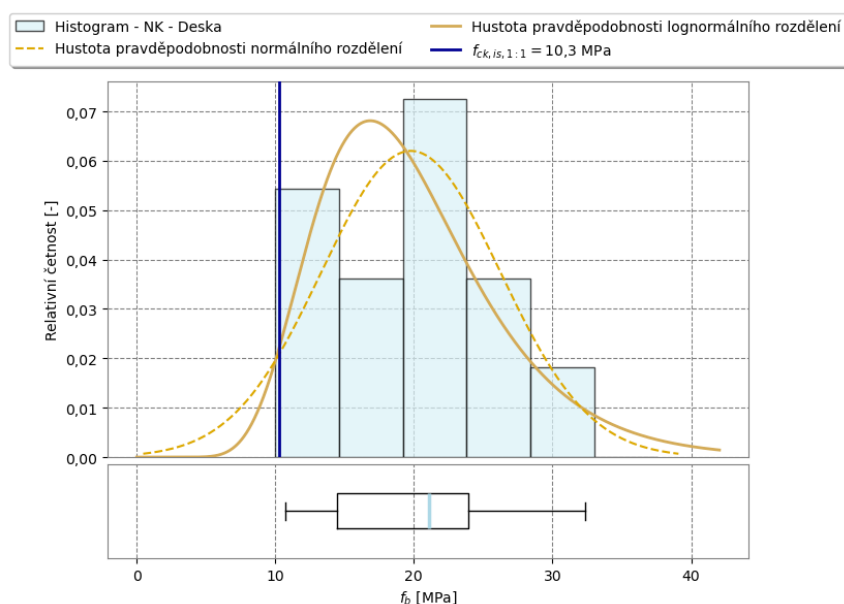
Obrázek 79: Histogram a krabicový graf statistického souboru NK-Podélné trámy

Histogramy a krabicové grafy pevnosti betonu nosné konstrukce vykazují rozdílné charakteristiky v závislosti na typu konstrukčního prvku. U podélných trámů je patrné poměrně pravidelné rozdělení hodnot, přičemž histogram je dobře soustředěn kolem průměrné hodnoty pevnosti. Tvar rozdělení se blíží normálnímu rozdělení a krabicový graf neindikuje přítomnost výrazných odlehlých hodnot, což se graficky jeví jako poměrně rovnoměrný soubor.



Obrázek 80: Histogram a krabicový graf statistického souboru NK-Příčnky

U příčníků je rozdělení pevností rovněž poměrně kompaktní, avšak s mírně větším rozptylem hodnot. Histogram zde vykazuje menší asymetrii a krabicový graf naznačuje širší interval mezi kvartily. Přesto nejsou jednoznačně identifikovány extrémní hodnoty, které by výrazně vybočovaly z celkového souboru.



Obrázek 81: Histogram a krabicový graf statistického souboru NK-Deska

Histogram pevnosti betonu mostovkové desky byl doplněn o křivku hustoty pravděpodobnosti lognormálního rozdělení, vzhledem k použitému stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku in situ této části konstrukce. Data nevykazují statisticky významné odlehle hodnoty a jejich rozdělení je mírně asymetrické, což podporuje uvažování lognormálního modelu.

Z grafického znázornění pevnosti betonu pomocí histogramů a krabicových grafů je patrné, že jednotlivé části konstrukce vykazují rozdílný rozptyl hodnot pevnosti. Pro objektivní posouzení rovnoměrnosti betonu však nelze vycházet pouze z vizuálního hodnocení, a proto bylo dále provedeno hodnocení rovnoměrnosti betonu na základě statistických kritérií dle ČSN 73 2011 [18].

Hodnocení rovnoměrnosti bylo provedeno na základě statistického zpracování výsledků pevnosti betonu in situ, a to s využitím variačního součinitele pro posouzení míry rozptylu pevností betonu v rámci hodnoceného souboru [18].

Tabulka 25: Vyhodnocení rovnoměrnosti betonu jednotlivých částí konstrukce

Část konstrukce	$f_{b,m}$ [MPa]	s_x [MPa]	v [%]	Pevnostní třída	kritérium	Rovnoměrnost
					v [%]	
DŘÍKY OPĚR	37,2	2,889	7,8	C 25/30	14	rovnoměrný
ÚLOŽNÉ PRAHY	37,9	4,074	10,8	C 20/25	15	rovnoměrný
MOSTNÍ KŘÍDLA	25,8	4,052	15,7	C 12/15	16	rovnoměrný
NK - PODÉLNÉ TRÁMY	26,5	5,415	20,4	C 12/15	16	nerovnoměrný
NK - PŘÍČNÍKY	26,2	3,915	15,0	C 12/15	16	rovnoměrný
NK - DESKA	19,8	6,4	32,5	C 8/10	-	nerovnoměrný

U některých částí konstrukce byl beton vyhodnocen jako nerovnoměrný, konkrétně se jedná o podélné trámy a desku. Předpoklad rovnoměrnosti betonu, tedy nebyl pro tyto části správný a mělo by se přistoupit k novému vyhodnocení pro nerovnoměrný beton dle vztahu:

$$f_{ck,is} = \overline{f_{is,min}} - \beta_n \cdot s_r \quad (13)$$

kde:

- $\overline{f_{is,min}}$ - průměrná pevnost betonu zjištěná v oblasti, která při zkouškách vykázala nejmenší pevnosti;
- β_n - součinitel odhadu 5% kvantilu vztažený na oblast, která při zkouškách vykázala nejmenší pevnosti;
- s_r - výběrová směrodatná odchylka vztahující se na oblast, která vykázala při zkouškách nejmenší pevnosti [18].

Tento výpočet však již nebyl realizován z důvodu nedostatku naměřených hodnot z diagnostického průzkumu. Korektnější vyhodnocení by bylo možné stanovit pouze na větším souboru dat a k tomu by bylo potřebné pečlivější prozkoumání daných částí konstrukce. V případě desky může by nerovnoměrnost také způsobena, tím že se realizoval pouze jeden vývrt o průměru 50 mm, přesněji se jednalo tedy o průvrt shora konstrukce. Tento postup nebyl příliš korektní vzhledem k prováděnému tvrdoměrnému měření ze spodního líce desky. Dané skutečnosti negativně ovlivňují stanovení dobrého upřesnění (součinitel α) pro vyhodnocení pevnosti betonu kombinací s tvrdoměrným měřením. Stanovené pevnosti a jim příslušné třídy pevnosti betonu, proto zůstávají pro **podélné trámy $f_{ck,is,1:1}$ rovna 15,2 MPa – C 12/15** a pro **desku $f_{ck,is,1:1}$ rovna 10,3 MPa – C 8/10**, tak jak byly tyto hodnoty vypočteny s předpokladem rovnoměrného betonu.

Na základě stanovených pevnostních tříd betonu jednotlivých částí konstrukce bylo dále přistoupeno k vyhodnocení modulu pružnosti betonu z ultrazvukového měření provedeného na zkušebních tělesech odebraných z jádrových vývrtů. Nejprve byly na základě rychlosti šíření ultrazvukového vlnění stanoveny dynamické moduly pružnosti betonu (dle vzorce (2)), ze kterých byly následně určeny odhady statických modulů pružnosti (dle vzorce (3)). Přechod z dynamického modulu pružnosti na statický modul pružnosti betonu byl proveden pomocí zmenšovacího součinitele κ_u , jehož hodnota byla stanovena v závislosti na příslušné pevnostní třídě betonu. Z jednotlivých hodnot statických modulů pružnosti pak byly stanoveny v případě více hodnot pro danou část konstrukce konečné odhady statického modulů pružnosti části konstrukce, a to jako průměr z jednotlivých hodnot. Zjištěné moduly pružnosti jsou v tabulce (*Tabulka 25*) tučně zvýrazněny [21; 18].

Tabulka 26: Moduly pružnosti z UZ měření

Část konstrukce	Vzorek	Hmotnost m_r [g]	Objemová hmotnost D_r [kg/m ³]	Rychlost UZ vlnění v_L [m/s]	Pevnostní třída	κ_u	Modul pružnosti E_{cu} [GPa]	Modul pružnosti E_c [GPa]	
				Průměr			dynamický	statický-odhad	
DŘÍKY OPĚR	V1	1595,1	2331	4321	C 25/30	0,81	39,2	31,7	31,4
	V2	1610,5	2361	4243			38,3	31,0	
ÚLOŽNÉ PRAHY	V3	1521,3	2230	4121	C 20/25	0,785	34,1	26,8	30,3
	V4	1506,9	2225	4645			43,2	33,9	
MOSTNÍ KŘÍDLA	V5	1552,7	2295	4255	C 12/15	0,71	37,4	26,5	26,5
NK - PODÉLNÉ TRÁMY	V6-1-A	211,0	2252	4024	C 12/15	0,71	32,8	23,3	23,2
	V6-1-B	214,7	2305	3645			27,6	19,6	
	V6-2	219,5	2361	4208			37,6	26,7	
	V7-A	215,9	2313	4205			36,8	26,1	
	V7-B	213,0	2287	3786			29,5	20,9	
	V7-C	209,9	2253	3942			31,5	22,4	
NK - PŘÍČNÍKY	V8-1	213,8	2291	3619	C 12/15	0,71	27,0	19,2	19,2
NK - DESKA	V9-1	204,1	2178	3460	C 8/10	0,62	23,5	14,5	14,5

Na základě provedeného diagnostického průzkumu a jeho vyhodnocení byly stanoveny pevnostní třídy betonu jednotlivých částí konstrukce a odhadnuty odpovídající statické moduly pružnosti. Získané materiálové charakteristiky spolu s výsledky vizuální prohlídky poskytují dostatečný podklad pro následné statické posouzení mostní konstrukce.

V následující kapitole je na základě těchto výsledků proveden výpočet zatížitelnosti mostu. Při statickém posouzení jsou zohledněny zjištěné vlastnosti betonu, konstrukční uspořádání mostu i současný technický stav konstrukce. Cílem výpočtu je ověřit aktuální únosnost mostu a stanovit odpovídající hodnoty zatížitelnosti.

4 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI A POSOUZENÍ MOSTU

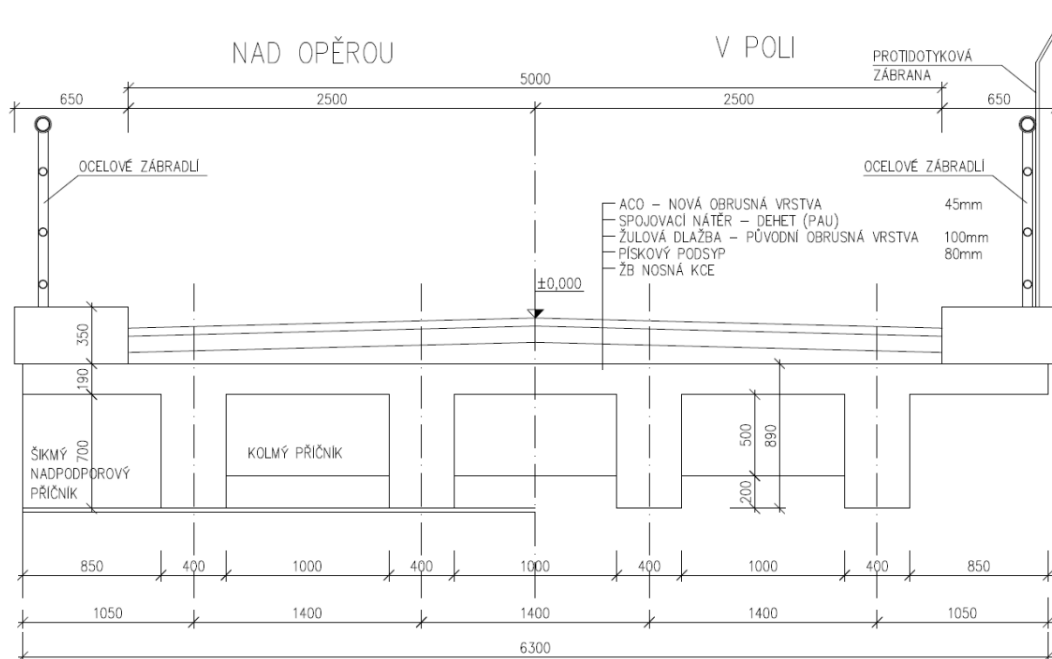
4.1 PODKLADY PRO VÝPOČET

Vychází se ze zjištěných parametrů z diagnostického průřezu a kde nebyli zjištěny upřesňující parametry tak z mostního listu [10].

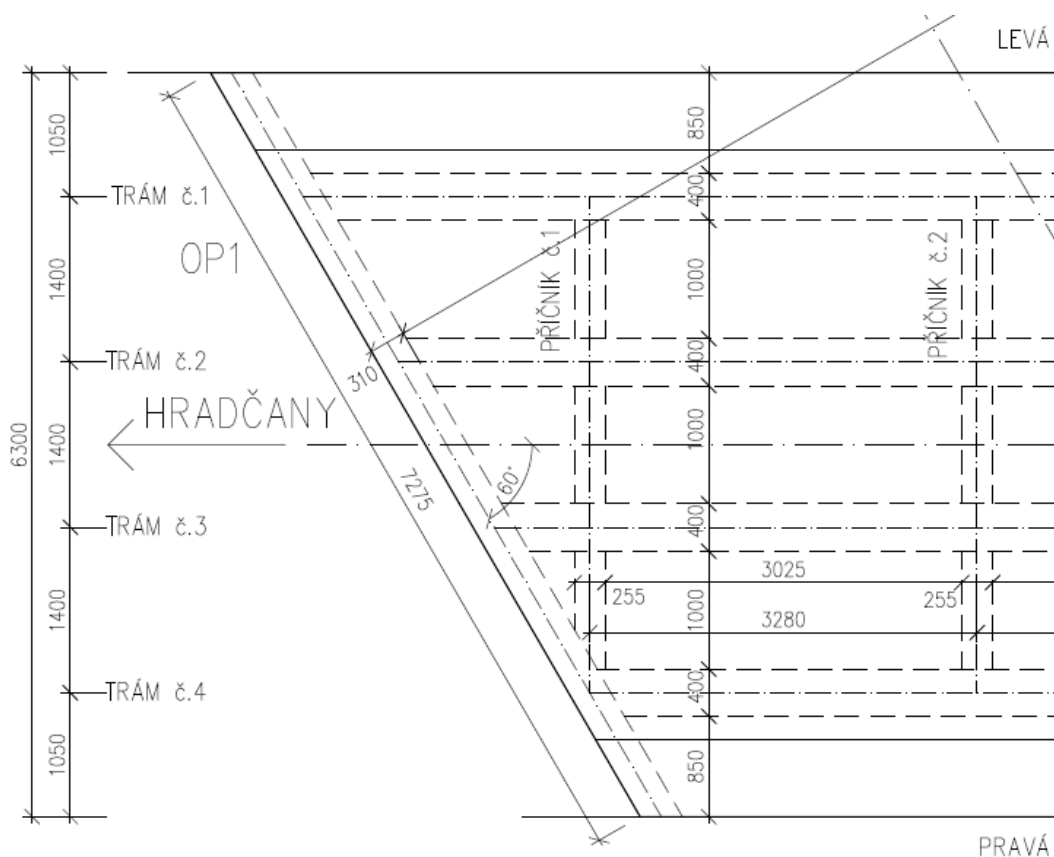
Geometrie mostu:

- Počet polí: 1
- Šikmost: $66,6 \text{ g} \approx 60^\circ$
- Uvažované rozpětí (podélných trámů): $L = 12,27 \text{ m}$
- Šířka nosné konstrukce = šířka desky: $b_d = 6,3 \text{ m}$
- Tloušťka desky: $h_d = 190 \text{ mm}$
- Šířka trámů: $b_t = 400 \text{ mm}$
- Výška trámů: $h_t = 700 \text{ mm}$
- Osová vzdálenost trámů: $a = 1400 \text{ mm}$
- Šířka kolmých příčníků: $b_p = 255 \text{ mm}$
- Výška kolmých příčníků: $h_p = 500 \text{ mm}$
- Osová vzdálenost příčníků: $a_p = 3280 \text{ mm}$
- Šířka šikmého příčniku u OP1: $h_{p,OP1} = 310 \text{ mm}$
- Šířka šikmého příčniku u OP2: $h_{p,OP2} = 380 \text{ mm}$
- Výška krajních příčníků u OP: $h_{p,OP} = 700 \text{ mm}$
- Výška nosné konstrukce celkem: $h_{NK} = 890 \text{ mm}$

Rozměry a geometrie konstrukce jsou patrné z následujících nákresů. Příčný řez a půdorys mostu v měřítku v Příloze č. 9.



Obrázek 82: Příčný řez



Obrázek 83: Půdorys mostní konstrukce část u OP1

Materiálové vlastnosti:

BETON

Na základě diagnostického průzkumu byly stanoveny pevnostní třídy jednotlivých prvků nosné konstrukce. V případě příčníků a trámů byla zjištěna pevnostní třída betonu C 12/15, co se týče desky byla stanovena třída pevnosti betonu C 8/10. V navazujících výpočtech je proto uvažováno s nižší pevnostní třídou u všech prvků nosné konstrukce a to C 8/10.

Uvažovaná pevnostní třída betonu: C 8/10

Charakteristická pevnost betonu: $f_{ck} = 8 \text{ MPa}$

Spolehlivostní součinitel pro beton: $\gamma_c = 1,4$

(součinitel snížen z 1,5 na 1,4, což lze v tomto případě uvažovat dle ČSN 73 0038)

Součinitel pro beton v případě mostních konstrukcí: $\alpha_{cc} = 0,9$

Návrhová pevnost betonu: $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 8}{1,4} = 5,1 \text{ MPa}$

BETONÁŘSKÁ VÝŽTUŽ

Druh:	kruhová s hladkou úpravou povrchu 10 210
Průměr:	hlavní podélná výztuž trámu $\varnothing 36$ mm, smyková výztuž trámu $\varnothing 8$ mm
Návrhová hodnota pevnosti oceli:	$f_{yd} = 190$ MPa

4.2 STATICKÉ PŮSOBENÍ A STANOVENÍ PŘÍSLUŠNÝCH MOMENTŮ

Spolupůsobící šířka desky

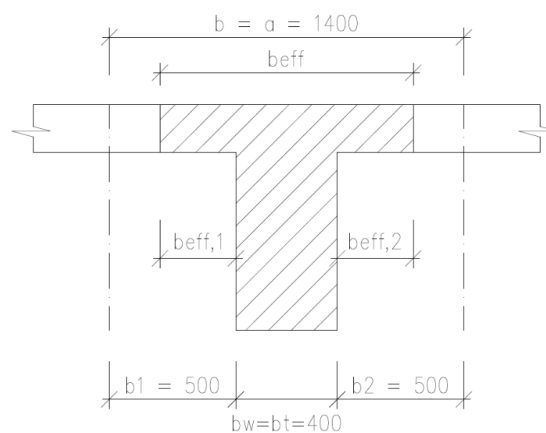
Pro podélný trám určíme ze vztahů dle ČSN EN 1992-1-1:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \leq b_i$$

kde:

- l_0 - vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry – v tomto případě rovno L
- význam jednotlivých rozměrů b viz. obr.



Obrázek 84: Spolupůsobící šířka trámu

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot 0,5 + 0,1 \cdot 12,270 = 1,327 \text{ m} \leq 0,2 \cdot 12,270 = 2,454 \text{ m} \leq 0,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},t} = 0,2 \cdot 0,5 + 0,4 = 1,4 \text{ m}$$

Pro příčnicku ze vztahu [28]:

$$b_s = b_p + 12 \cdot h_d = 255 + 12 \cdot 190 = 2535 \text{ mm}$$

$$b_s = 2535 \text{ mm} \leq \frac{2}{3} a_p = \frac{2}{3} 3280 = 2187 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},p} = 2,187 \text{ m}$$

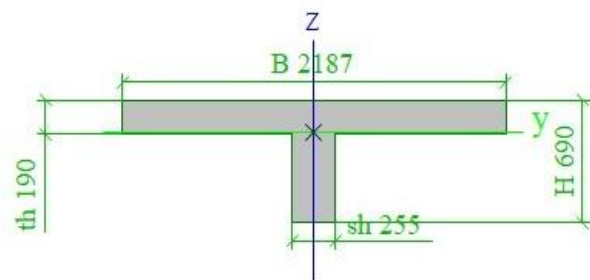
Průřezové charakteristiky (ze softwaru Scia Engineer)

A [m ²]	5,4600e-01
Ay [m ²]	4,0824e-01
Az [m ²]	3,2898e-01
AL [m ² /m]	4,5800e+00
AD [m ² /m]	4,5800e+00
cYUCS [mm]	700
cZUCS [mm]	567
α [deg]	0,00
Iy [m ⁴]	3,9246e-02
Iz [m ⁴]	4,7180e-02
iy [mm]	268
iz [mm]	294
Wely [m ³]	6,9242e-02
Welz [m ³]	6,7400e-02

A [m ²]	5,4303e-01
Ay [m ²]	4,2260e-01
Az [m ²]	1,9400e-01
AL [m ² /m]	5,7540e+00
AD [m ² /m]	5,7540e+00
cYUCS [mm]	1094
cZUCS [mm]	514
α [deg]	0,00
Iy [m ⁴]	1,5519e-02
Iz [m ⁴]	1,6631e-01
iy [mm]	169
iz [mm]	553
Wely [m ³]	3,0193e-02
Welz [m ³]	1,5209e-01



Obrázek 85: Průřezové charakteristiky trámu



Obrázek 86: Průřezové charakteristiky příčníku

Roznos zatížení v příčném směru – předpoklad dokonale tuhého ztužidla (příčníku) [28]

$$z = \frac{L^3}{8 \cdot a^3} \cdot \frac{i \cdot I_p}{I_t}$$

kde:

- z - tuhost nosíkového roštu;
- L - rozpětí konstrukce v podélném směru;
- a - osová vzdálenost hlavních nosných trámů v příčném směru;
- i - součinitel počtu ztužidel (příčníků), přičemž se neuvažují ztužidla umístěná nad podporami; pro 4 příčníky $i = 1,6$
- I_p - moment setrvačnosti ztužidla (příčníku); $I_p = 1,5519 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$;
- I_t - moment setrvačnosti hlavního nosného trámu; $I_t = 3,9246 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$.

Tuhost nosníkového roštu:

$$z = \frac{12,270^3}{8 \cdot 1,4^3} \cdot \frac{1,6 \cdot 1,5519 \cdot 10^{-2}}{3,9246 \cdot 10^{-2}} = 53,2$$

Kontrolní podmínka:

$$z > 30$$

$$53,2 > 30$$

podmínka splněna

Jedná se o zjednodušenou metodu stanovení příčného roznášení zatížení podle dokonale tuhého příčnicku. Tuhost nosníkového roštu z byla vypočtena jako větší než 30 tzn. lze uvažovat toto zjednodušení [28].

Dále bude ve výpočtu uvažován pouze krajní trám, jakožto nejvíce namáhaný prvek konstrukce.

Zatížení stálé

Tabulka 27: Přehled stálého zatížení vyskytujícího se na konstrukci

Stálé zatížení					
		Tloušťka [m]	Šířka [m]	Objemová tíha [kN/m ³]	g_k [kN/m]
Vlastní tíha	A = 0,6125 m ²			25	15,313
Vozovka	ACO	0,045	1,1	22	1,089
	Žulová dlažba	0,1	1,1	26	2,86
	Pískový podsyp	0,08	1,1	18	1,584
Římsa	Železobeton	0,035	0,65	25	5,6875
Stálé zatížení celkem					26,53

Výpočet momentu od stálého zatížení:

$$M_{gk} = \frac{1}{8} g_k L^2 = \frac{1}{8} \cdot 26,53 \cdot 12,27^2 = 498,7 \text{ kNm}$$

Zatížení proměnné – doprava na mostě

Roznos zatížení od dopravy je řešen pomocí příčinkových čar v příčném i podélném směru. Příčinkové čáry se zápornými pořadnicemi se neuvažují [28; 29].

1) Normální zatížitelnost (V_n)

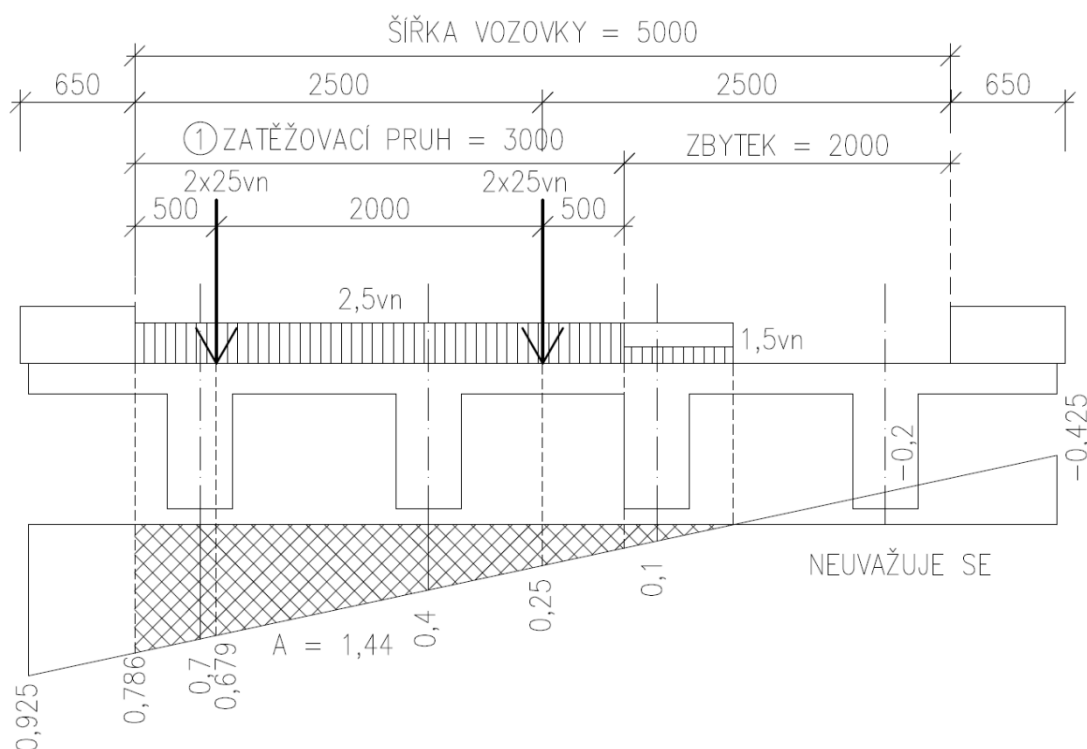
Příčný směr

Dle ČSN 73 6222 je v příčném směru navržen jeden zatěžovací pruh o šířce 3 m, protože celková šířka vozovky je pouze 5 m. Pro stanovení normální zatížitelnosti je dáno zatížení třínápravovým vozidlem. Přední náprava je tvořena rovnoměrným zatížením a zbylé dvě nápravy každá dvojicí sil. V případě, že vypočtená zatížitelnost bude nižší než 16 t, musí se provést výpočet nový s dvounápravovým vozem [26].

Pořadnice v příčném směru jsou dány tabulkou (*Tabulka 28*) [28].

Tabulka 28: Pořadnice příčinkových čar v příčném směru

Trám	Břemeno nad trámem			
	1	2	3	4
1	0,7	0,4	0,1	-0,2
2	0,4	0,3	0,2	0,1



Obrázek 87: Příčinková čára příčného rozdělení pro normální zatížitelnost

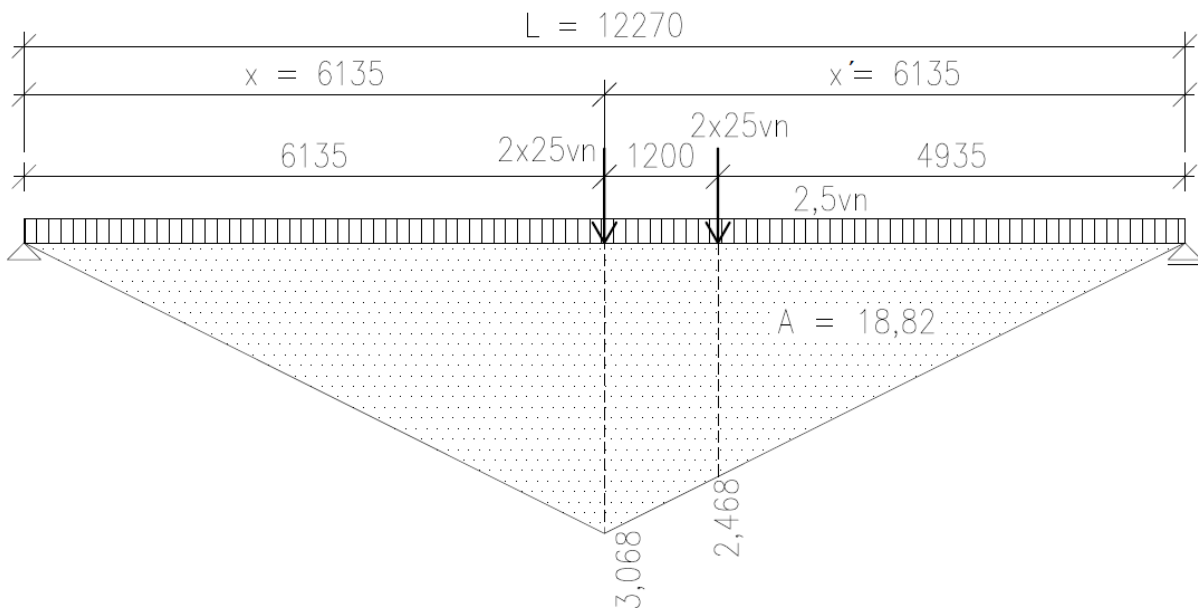
Rovnoměrné zatížení bude uvažováno hodnotou 2,5vn, a to i tam, kde norma stanovuje zatížení 1,5vn, protože v tomto případě zatížení 1,5vn působí na velmi malé části konstrukce a rozdíl je tedy zanedbatelný.

Podélný směr

Umístění zatížení je zvoleno, aby vyvozovalo největší možné účinky, nejúčinnější poloha je v tomto případě v polovině rozpětí.

$$x = x' = \frac{L}{2} = \frac{12,270}{2} = 6,135 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{x \cdot x'}{2} = \frac{6,135 \cdot 6,135}{2} = 3,068$$



Obrázek 88: Příčinková čára podélného roznosu pro normální zatížitelnost

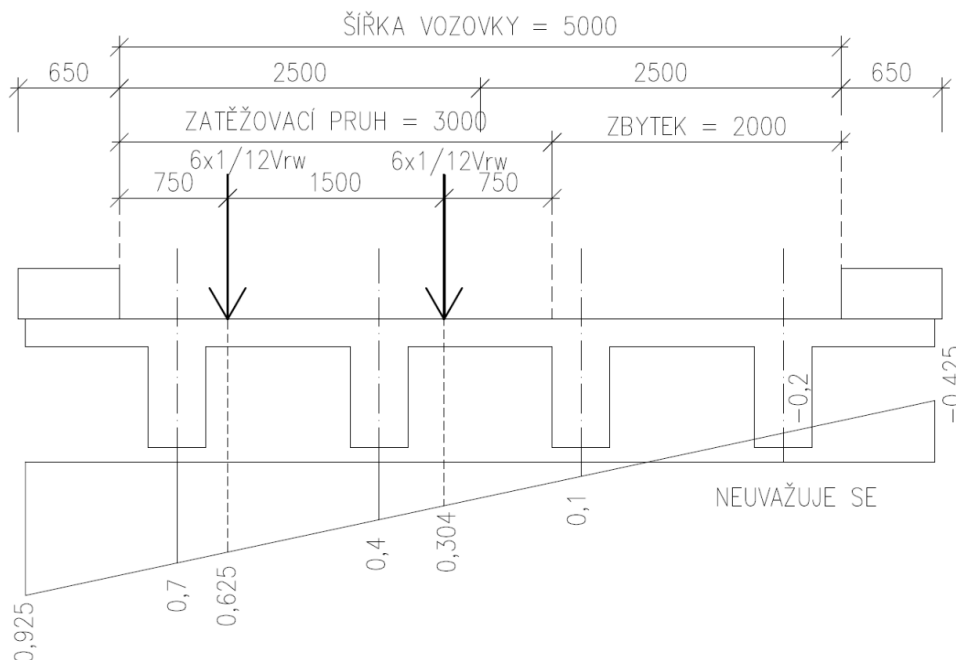
Moment od zatížení dopravou pro normální zatížitelnost:

$$\begin{aligned} M_{qk,vn} &= (2,5v_n \cdot 1,44 \cdot 18,82) + [25v_n \cdot (0,679 + 0,25) \cdot (3,068 + 2,468)] = \\ &= 196,32v_n \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Výhradní zatížitelnost (V_r)

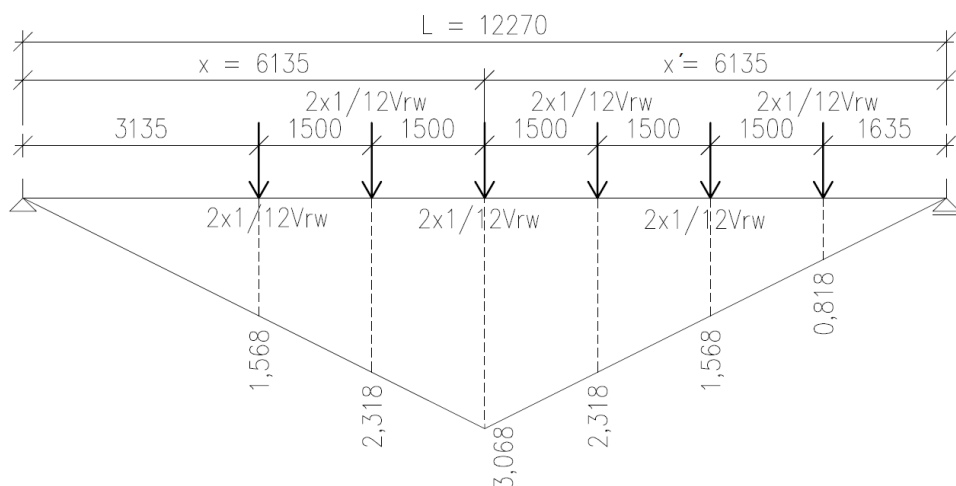
Výhradní zatížitelnost se vypočte ze zatížení konstrukce šestnápravovým vozidlem, přičemž na jednu nápravu připadá 1/6 výhradní zatížitelnosti tj. 1/12 na jedno kolo [26].

Příčný směr



Obrázek 89: Příčinková čára příčného rozdělení pro výhradní zatížitelnost (šestinápravové vozidlo)

Podélný směr



Obrázek 90: Příčinková čára podélného roznosu pro výhradní zatížitelnost (šestinápravové vozidlo)

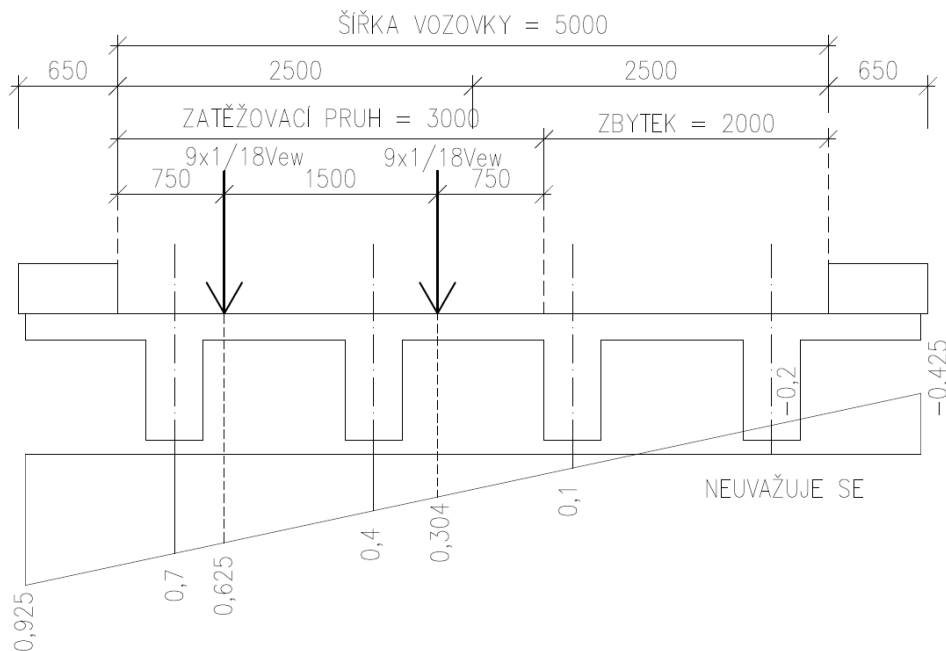
Moment od zatížení dopravou pro výhradní zatížitelnost:

$$M_{qk, vr} = \frac{1}{12} \cdot (0,625 + 0,304) \cdot (3,068 + 2 \cdot 2,318 + 2 \cdot 1,568 + 0,818) = 0,9025V_{rw} \text{ kNm}$$

3) Výjimečná zatížitelnost (V_e)

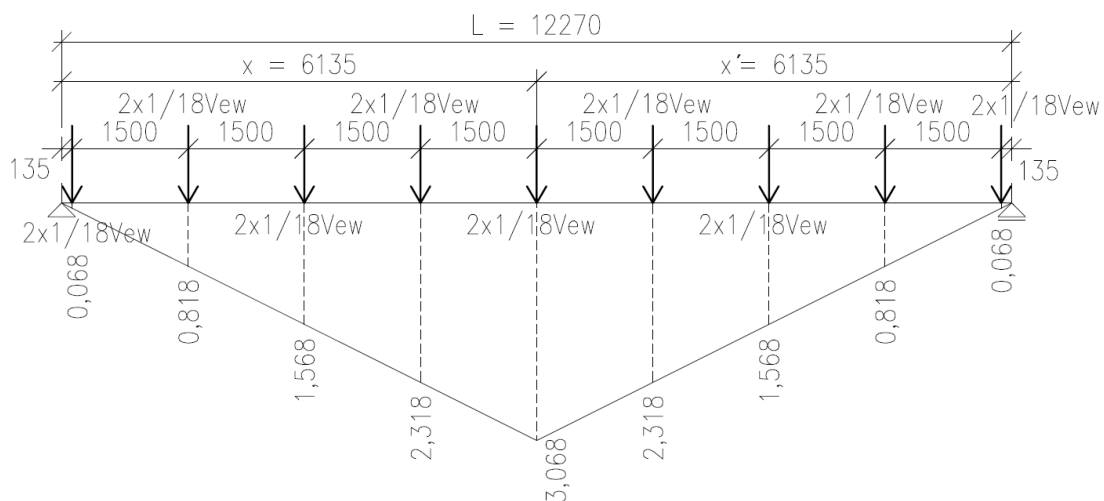
Výjimečná zatížitelnost se vypočte ze zatížení konstrukce devítinápravovým vozidlem [26].

Příčný směr



Obrázek 91: Příčinná čára příčného rozdělení pro výjimečnou zatížitelnost

Podélný směr



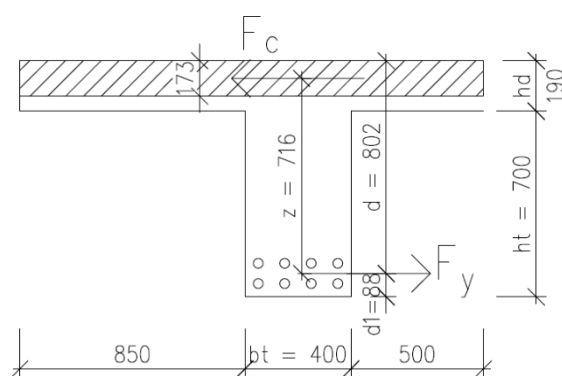
Obrázek 92: Příčinná čára podélného roznosu pro výjimečnou zatížitelnost

Moment od zatížení dopravou pro výjimečnou zatížitelnost:

$$M_{qk,ve} = \frac{1}{18} (0,625 + 0,304) \cdot (3,068 + 2 \cdot 2,318 + 2 \cdot 1,568 + 2 \cdot 0,818 + 0,068)$$

$$= 0,647V_e \text{ kNm}$$

Návrhová momentová únosnost podélného trámu



Obrázek 93: Krajní trám – únosnost

$$d_1 = 32 + 36 + \frac{40}{2} = 88 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{\pi \varphi^2}{4} \cdot n = \frac{\pi \cdot 36^2}{4} \cdot 8 = 8143 \text{ mm}^2 = 8,143 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_{\text{eff}} \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{8,143 \cdot 10^{-3} \cdot 190}{1,75 \cdot 0,8 \cdot 5,1} = 0,217 \text{ m} \quad x_c = \lambda \cdot x = 0,8 \cdot 0,217 = 0,173 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x_c}{2} = 0,802 - \frac{0,173}{2} = 0,716 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 8,143 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^6 \cdot 0,716 = 1110777 \text{ Nm} = \mathbf{1110,777 \text{ kNm}}$$

Návrhový moment od proměnného zatížení dopravou

Výpočet vychází tak, jako při návrhu konstrukcí z rovnic 6.10a a 6.10b z ČSN EN 1990.

$$E_d = R_d \rightarrow M_{Ed} = M_{Rd}$$

$$6.10a: \quad M_{Eda,vn} = \gamma_{G,sup} \cdot M_{gk} + \gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0 \cdot M_{qk,vn}$$

$$6.10b: \quad M_{Edb,vn} = \xi \cdot \gamma_{G,sup} \cdot M_{gk} + \gamma_{Q,sup} \cdot M_{qk,vn}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 498,7 + 1,35 \cdot 0,75 \cdot \delta M_{qa}$$

$$M_{Ed} = M_{Rd} = 1110,777 = 673,25 + 1,0125 \cdot \delta M_{qa}$$

$$\delta M_{qa} = \frac{1110,777 - 673,25}{1,0125} \doteq 432,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = M_{Edb,vn} = 1,35 \cdot 0,85 \cdot 498,7 + 1,35 \cdot \delta M_{qa}$$

$$\delta M_{qb} = \frac{1110,777 - 572,36}{1,35} \doteq \mathbf{398,83 \text{ kNm}}$$

V navazujících výpočtech je uvažováno s menším možným účinkem zatížení od dopravy, tj. varianta stanovená z rovnice 6.10b, tím bude určena příslušná menší zatížitelnost [26].

4.3 STANOVENÍ JEDNOTLIVÝCH ZATÍŽITELNOSTÍ

Výpočet je proveden pro krajní trám, který je nejvíce namáhaným prvkem konstrukce a určuje tedy zatížitelnost celého mostu. Vliv dynamického zatížení je zohledněn dle ČSN 73 6222 pomocí příslušných dynamických součinitelů [26].

1) Normální zatížitelnost (V_n)

$$\delta M_{qdb} = \delta_1 \cdot M_{qk,vn}$$

$$398,83 = 1,25 \cdot 181,51 \cdot v_n$$

$$v_n = \frac{398,83}{1,25 \cdot 196,32} = 1,625 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{aw} = 100 \cdot V_n = 100 \cdot 1,625 = 162,5 \text{ kN}$$

$$V_{nw} = \frac{4}{3} V_{aw} = \frac{4}{3} \cdot 162,5 = 216,6 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{1}{10} V_{nw} = \frac{1}{10} \cdot 216,6 = \mathbf{21,6 \text{ t}}$$

2) Výhradní zatížitelnost (V_r)

$$\delta M_{qdb} = 398,83 = \delta_1 \cdot M_{qk,vr}$$

$$398,83 = 1,25 \cdot 0,9025 \cdot V_{rw}$$

$$V_{rw} = \frac{398,83}{1,25 \cdot 0,9025} = 353,5 \text{ kN}$$

$$V_r = \frac{1}{10} \cdot V_{rw} = \frac{1}{10} \cdot 353,5 \doteq \mathbf{35,35 \text{ t}}$$

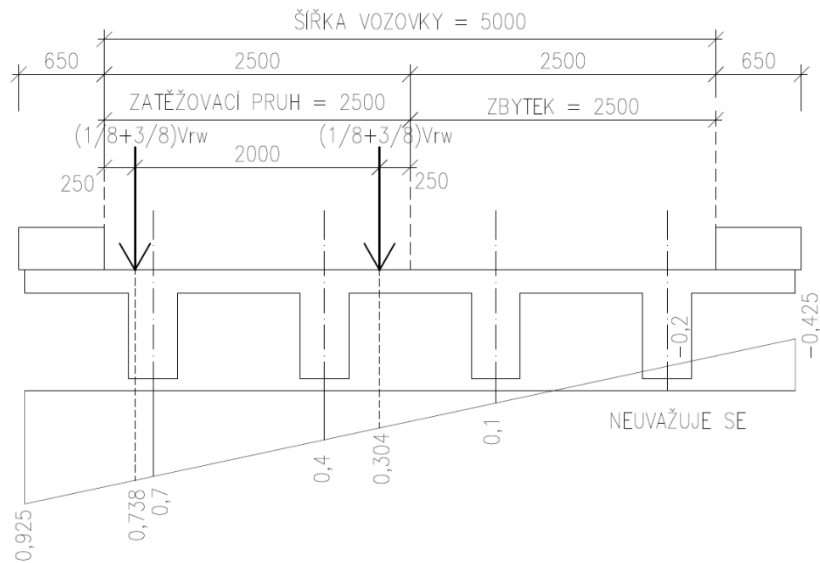
Kontrolní podmínka:

$$\mathbf{35,35 > 50 \text{ t}}$$

Není splněno

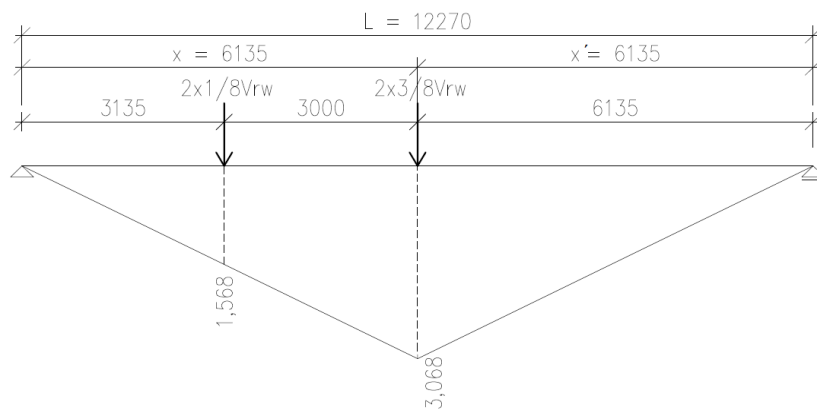
Z důvodu, že výhradní zatížitelnost stanovená na šestnápravovém vozidle je menší než 50 t, není správné tento výsledek považovat za konečný. Následuje proto výpočet pro dvounápravové vozidlo, tak jak je uvedeno v normě. Pro tento případ musíme určit tedy nový moment od zatížení příslušným dvounápravovým vozidlem a následně znova stanovit výhradní zatížitelnost [26].

Příčný směr



Obrázek 94: Příčinková čára příčného rozdělení pro výhradní zatížitelnost (dvounápravové vozidlo)

Podélný směr



Obrázek 95: Příčinková čára podélného roznosu pro výhradní zatížitelnost (dvounápravové vozidlo)

Moment od zatížení dvounápravovým vozidlem pro výhradní zatížitelnost:

$$M_{qk, vr} = \frac{1}{8} V_{rw} \cdot 1,568 \cdot (0,734 + 0,304) + \frac{3}{8} V_{rw} \cdot 3,068 \cdot (0,734 + 0,304) = 1,398 V_{rw} \text{ kNm}$$

Nové stanovení zatížitelnosti:

$$\delta M_{qdb} = 398,83 = \delta_1 \cdot M_{qk, vr}$$

$$V_{rw} = \frac{398,83}{1,25 \cdot 1,398} \doteq 228,2 \text{ kN}$$

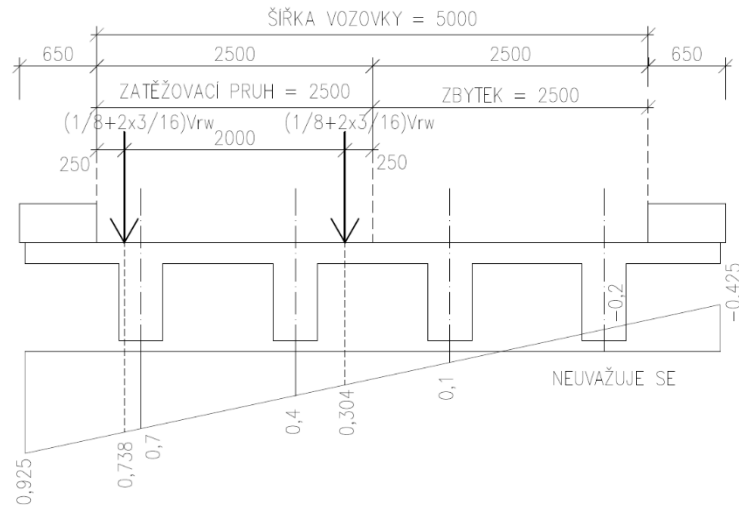
$$V_r = \frac{1}{10} \cdot V_{rw} = \frac{1}{10} \cdot 228,2 \doteq 22,8 \text{ t}$$

Kontrolní podmínka:

$$22,8 \text{ t} \leq 16 \text{ t}$$

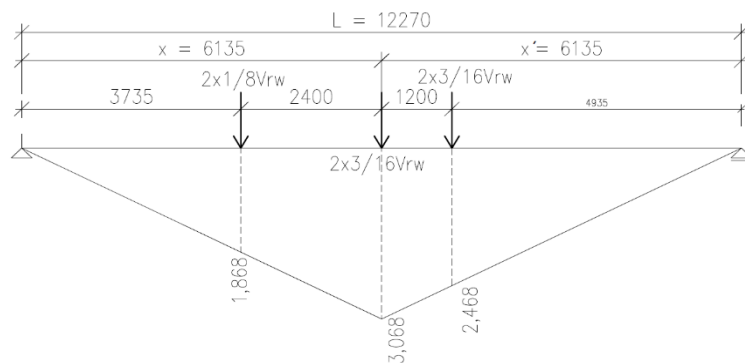
Výhradní zatížitelnost při úvaze dvounápravového vozidla je 22,8 t, což je větší než podmínka 16 t. Vzhledem k tomu je tedy přistoupeno k dalšímu výpočtu výhradní zatížitelnosti, tentokrát s úvahou třínápravového vozidla [26].

Příčný směr



Obrázek 96: Příčinná čára příčného roznášení pro výhradní zatížitelnost (třínápravové vozidlo)

Podélný směr



Obrázek 97: Příčinná čára podélného roznosu pro výhradní zatížitelnost (třínápravové vozidlo)

Moment od zatížení třínápravovým vozidlem pro výhradní zatížitelnost:

$$M_{qk,vr} = \frac{1}{8} \cdot 1,868 \cdot (0,732 + 0,304) + \frac{3}{16} \cdot (3,068 + 2,468) \cdot (0,732 + 0,304) = 1,317V_{rw}$$

Finální výpočet výhradní zatížitelnosti:

$$\delta M_{qdb} = 398,83 = \delta_1 \cdot M_{qk,vr}$$

$$398,83 = 1,25 \cdot 1,317V_{rw}$$

$$V_{rw} = \frac{398,83}{1,25 \cdot 1,317} = 242,3 \text{ kN}$$

$$V_r = \frac{1}{10} V_{rw} = \frac{1}{10} \cdot 242,3 \doteq 24,2 \text{ t}$$

3) Výjimečná zatížitelnost (Ve)

$$\delta M_{qd,b} = \delta \cdot M_{qk,ve}$$

$$398,83 = 1,05 \cdot 0,647 \cdot V_{ew}$$

$$V_{ew} = \frac{398,83}{1,05 \cdot 0,647} \doteq 587,1 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{1}{10} \cdot V_{ew} \doteq \mathbf{58,7 \text{ kN}}$$

Ve výpočtu jsou zohledněny skutečné vlastnosti konstrukce (např. pevnostní třída betonu stanovená diagnostickým průzkumem), proto již výsledné zatížitelnosti nejsou sníženy součinitelem α , který by byl roven 0,6 pro stavební stav konstrukce V – špatný [7; 26].

Na základě statického výpočtu byly stanoveny následující zatížitelnosti:

- Normální zatížitelnost – $V_n = 21,6 \text{ t}$
- Výhradní zatížitelnost – $V_r = 24,2 \text{ t}$
- Výjimečná zatížitelnost – $V_e = 58,7 \text{ t}$

5 ZHODNOCENÍ STAVU A NÁVRH OPATŘENÍ

Na základě provedené hlavní prohlídky mostu, diagnostického průzkumu a následného vyhodnocení získaných výsledků lze komplexně zhodnotit technický stav posuzované mostní konstrukce a navrhnout odpovídající opatření v souladu s požadavky normy ČSN 73 6221 a technického předpisu TP 120 [7; 6].

Výsledky diagnostického průzkumu potvrdily závěry předcházející hlavní prohlídky mostu. Mostní konstrukce je z hlediska stavebního stavu (spolehlivosti) hodnocena stupněm V – špatný, a to jak u nosné konstrukce, tak u spodní stavby. Z hlediska bezpečnosti provozu (použitelnosti) je most klasifikován stupněm IV – omezeně použitelný. Toto hodnocení odpovídá zjištěným poruchám konstrukce, zejména degradaci krycí vrstvy betonu, lokálnímu obnažení a korozi výztuže, poruchám mostního svršku a nevyhovujícímu stavu mostního vybavení.

Diagnostický průzkum dále prokázal, že dlouhodobě ne zcela funkční hydroizolace mostního svršku má zásadní vliv na rozvoj poruch nosné konstrukce i spodní stavby, především v důsledku zatékání vody do konstrukce. Zjištěné materiálové charakteristiky betonu a výsledky výpočtu zatížitelnosti ukazují, že konstrukce je v současném stavu provozuschopná pouze při dodržení stanovených omezení a vyžaduje zvýšenou pozornost správce mostu.

Z hlediska správy a údržby lze konstatovat, že běžná údržba mostu byla v minulosti částečně zanedbána, zejména v oblasti odstraňování vegetace, údržby mostního vybavení a obnovy ochranných vrstev. Vzhledem k hodnocení stavebního stavu stupněm V je nutné uvažovat o realizaci sanačních nebo rekonstrukčních opatření v relativně krátkém časovém horizontu, aby nedošlo k dalšímu zhoršení technického stavu konstrukce až na stupeň VI – velmi špatný. Podle ČSN 73 6221 při stávajícím stupni hodnocení V by měla další hlavní prohlídka mostu proběhnout nejpozději v roce 2026 [7].

Závady k odstranění neprodleně

Za opatření vyžadující okamžitou realizaci lze považovat především odstranění závad, které mají přímý vliv na bezpečnost provozu.

Jedná se zejména o:

- doplnění svislého dopravního značení o značky B 13 (zákaz vjezdu vozidel nad stanovenou hmotnost) a E 12 (jediné vozidlo) v návaznosti na stanovenou zatížitelnost mostu, případně současně obnovení označení mostního objektu ve směru od obce Hradčany,
- doplnění výstražných tabulek upozorňujících na nebezpečí dotyku trakčního vedení u protidotykových zábran,
- řešení nevyhovující mezery mezi mostní římsou a protidotykovou zábranou

Současně je vhodné v krátkodobém horizontu zajistit systematické odstranění vegetace, a to zejména v letním období. Odstranění vegetace by mělo být zařazeno do pravidelné údržby v sezóně, jelikož má tendenci se vyskytovat opakovaně. Odkládání těchto prací na zimní období, kdy vegetace dočasně odumírá, nelze považovat za dostatečné řešení.

Závady k odstranění do 5 let

V časovém horizontu do přibližně 5 let je doporučeno připravit a realizovat komplexní rekonstrukci mostního objektu. Klíčovým opatřením by měla být především celková obnova mostního svršku, včetně provedení nové funkční hydroizolace mostovky. Tím by se výrazně zpomalily další degradační procesy.

Součástí rekonstrukce by měla být také sanace podhledu nosné konstrukce, zaměřená na obnovu krycí vrstvy betonu a ošetření výztuže v místech jejího obnažení. Při návrhu sanačních vrstev je však nutné respektovat prostorové omezení dané polohou mostu nad železniční tratí tak, aby nedošlo k nepřijatelnému zmenšení průjezdného profilu.

Dále je doporučena sanace spodní stavby, kde jsou poruchy rovněž převážně spojeny s dlouhodobým působením vlhkosti. Opravy by měly být koordinovány s rekonstrukcí mostního svršku, aby byla zajištěna dlouhodobá účinnost navržených opatření.

Mostní vybavení, zejména ocelové zábradlí, je vhodné v rámci rekonstrukce nahradit zábradelním svodidlem, které poskytuje vyšší úroveň ochrany účastníků silničního provozu. Do doby realizace celkové rekonstrukce je nutné zajistit alespoň provizorní opravy a udržovat stávající zábradlí v provozuschopném stavu.

6 ZÁVĚR

Cílem této diplomové práce bylo posouzení stavu vybraného silničního mostu na základě hlavní prohlídky a následného diagnostického průzkumu. Dále stanovení materiálových charakteristik betonových konstrukcí a výpočet zatížitelnosti mostu v souladu s platnými normovými a technickými předpisy.

V první fázi byla provedena hlavní prohlídka mostu dle ČSN 73 6221, která umožnila identifikovat základní poruchy konstrukce a stanovit předběžné hodnocení stavebního stavu a použitelnosti mostu. Na základě jejích výsledků byl navržen a realizován diagnostický průzkum zaměřený zejména na nosnou konstrukci a vybrané části spodní stavby [7].

Diagnostický průzkum zahrnoval kombinaci nedestruktivních a destruktivních metod, konkrétně tvrdoměrná měření, georadar, sekané sondy, odběr jádrových vývrtů a laboratorní zkoušky betonu. Kombinací těchto metod bylo možné zpřesnit odhad pevnosti betonu in situ, posoudit rovnoměrnost betonu, stanovit moduly pružnosti a ověřit vyztužení. Výsledky diagnostického průzkumu potvrdily zhoršený stav konstrukce.

Na základě vyhodnocení výsledků diagnostického průzkumu a zjištěných materiálových charakteristik byl proveden statický výpočet zatížitelnosti mostu. Byly stanoveny jednotlivé hodnoty zatížitelnosti: normální zatížitelnost $V_n = 21,6$ t, výhradní zatížitelnost $V_r = 24,2$ t a výjimečná $V_e = 58,7$ t [26].

Stanovené hodnoty zatížitelnosti představují základní podklad pro regulaci provozu na mostě a pro návrh odpovídajícího dopravního značení. Současně poskytují správci mostu podklady pro rozhodování o dalším provozování objektu a o nutnosti realizace sanačních nebo rekonstrukčních opatření [26].

Výsledky práce potvrzují význam systematického propojení hlavní prohlídky, diagnostického průzkumu a statického posouzení mostní konstrukce. Takovýto komplexní přístup umožňuje spolehlivé posouzení skutečného technického stavu mostu, omezuje nejistoty při stanovení zatížitelnosti a vytváří nezbytný podklad pro efektivní správu a údržbu mostních objektů.

7 SEZNAMY

7.1 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] *Stav mostů v České republice*. Online. 2023. Dostupné z: <https://silnice-zeleznice.cz/silnice/stav-mostu-v-ceske-republice-820>. [cit. 2026-01-15].
- [2] *Ředitelství silnic a dálnic začalo stavět nejvyšší silniční most v ČR*. Online. 2025. Dostupné z: <https://md.gov.cz/Media/Media-a-tiskove-zpravy/Reditelstvi-silnic-a-dalnic-zacalo-stavet-nejvyssi>. [cit. 2026-01-15].
- [3] *ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR; Podcast s generálním ředitelem ŘSD - MOSTY: Podcast*. Online. In: . 13:07 min. Dostupné z: https://www.rsd.cz/web/guest/-/podcast-s-gener%C3%A1ln%C3%ADm-%C5%99editelem-%C5%98sd-mosty-1?p_l_back_url=%2Fweb%2Fguest%2Fsearch%3F_com_liferay_portal_search_web_search_bar_portlet_SearchBarPortlet_INSTANCE_templateSearch_formDate%3D1768237973961%26_com_liferay_portal_search_web_search_bar_portlet_SearchBarPortlet_INSTANCE_templateSearch_emptySearchEnabled%3Dfalse%26q%3Dmosty%26_com_liferay_portal_search_web_search_bar_portlet_SearchBarPortlet_INSTANCE_templateSearch_scope%3D. [cit. 2026-01-15].
- [4] *Repair and maintenance of bridges*. Online. 2020. Dostupné z: https://www.nku.cz/assets/kon-zavery/k19010_en.pdf. [cit. 2026-01-15].
- [5] *Stav mostů*. Online. 2020. Dostupné z: <https://www.nku.cz/cz/kontrola/analyzy/stav-mostu-id11407/>. [cit. 2026-01-15].
- [6] *TP 120. ÚDRŽBA, OPRAVY A REKONSTRUKCE BETONOVÝCH MOSTŮ PK*. Ministerstvo dopravy odbor silniční infrastruktury, 2010.
- [7] *ČSN 73 6221. Prohlídky mostů pozemních komunikací*. 3. Praha: Český normalizační institut, 2018.
- [8] *TP 72. DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM MOSTŮ PK*. 2. Praha: Ministerstvo dopravy České republiky odbor infrastruktury, 2009. Dostupné také z: https://zakazky.cenakhk.cz/document_40084.
- [9] *ČSN 73 6220. Evidence mostních objektů pozemních komunikací*. 2. Praha: Český normalizační institut, 2011.

- [10] *Mostní list; pro profesionály s oprávněním*; Online. Dostupné z: <http://bms.clevera.cz/>. [cit. 2026-01-16].
- [11] CIKRLE, P. a kol. *NDT Zkoušení ve stavebnictví*. Příručka kurzu ČŽV. Brno: Ústav stavebního zkušebnictví, VUT v Brně FAST, 2024. ISBN 978-80-214-4198-9.
- [12] *Zkušenosti s georadarem při stavebně technických průzkumech*. Online. 2014. Dostupné z: <https://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/10800-zkusenosti-s-georadarem-pri-stavebne-technicky-pruzkumech>. [cit. 2026-01-15].
- [13] ANTON, Ondřej; ŠTAINBRUCH, Jakub a KORDINA, Tomáš. Rozvoj použití georadaru při diagnostice železobetonových konstrukcí. *BETON – technologie, konstrukce, sanace*. [2011], roč. 2011, č. 3, s. 66-70. ISSN 1213-3116.
- [14] HOBST, L.; ADÁMEK, J.; CIKRLE, P. a SCHMID, P. *DIAGNOSTIKA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ: Přednášky*. FAST VUT v Brně, 2005.
- [15] *ČSN EN 12504-2. Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem*. 3. Praha: Český normalizační institut, 2023.
- [16] *ČSN 73 1373. Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu*. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [17] *ČSN 73 1370. Nedestruktivní zkoušení betonu – Stanovení pevnosti betonu v tlaku na konstrukci nebo její části*. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [18] *ČSN 73 2011. Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukc*. Praha: Český normalizační institut, 2012.
- [19] CIKRLE, P.; KOCÁB, D. a POSPÍCHAL, O. ZKOUŠENÍ BETONU ULTRAZVUKOVOU IMPULSOVOU METODOU. *Beton-technologie, konstrukce, sanace*. [2013], roč. 13, č. 3, s. 74-79. ISSN 1213-3116.
- [20] *ČSN EN 12504-4. Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu*. 2. Praha: Český normalizační institut, 2022.
- [21] *ČSN 73 1371. Nedestruktivní zkoušení betonu – Stanovení dynamického modulu pružnosti betonu*. Praha: Český normalizační institut, 2011.

- [22] *ČSN EN 12504-1. Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku.* 3. Praha: Český normalizační institut, 2021.
- [23] *ČSN EN 13791. Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích.* 3. Praha: Český normalizační institut, 2021.
- [24] *ČSN EN 12390-3 Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles.* 2020.
- [25] *Karbonatace betonu.* Online. [b.r.]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/pojmy/karbonatace-betonu/>. [cit. 2026-01-15].
- [26] *ČSN 73 6222. Zatížitelnost mostů pozemních komunikací.* 2. Praha: Český normalizační institut, 2013.
- [27] *ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - doplňující ustanovení.* 2019.
- [28] KUKAŇ, V.; DRAHORÁD, M. a DVORSKÝ, T. *BETONOVÉ MOSTY: Zatížitelnost, doplňkové skriptum.* Praha: ČVUT, 2007. ISBN 978-80-01-03633-4.
- [29] *TP 200. STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI MOSTŮ PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN.* Ministerstvo dopravy odbor infrastruktury, 2009.
- [30] *Skener betonu PS 1000 X-Scan.* Online. [b.r.]. Dostupné z: https://www.hilti.cz/c/CLS_MEA_TOOL_INSERT_7127/CLS_CONCRETE_SCANNERS_SENSORS_7127/r6436760. [cit. 2026-01-15].
- [31] *Silver Schmidt OS8200.* Online. [b.r.]. Dostupné z: <https://www.screeningeagle.com/en/products/silver-schmidt-os8200>. [cit. 2026-01-15].
- [32] *Original Schmidt – Schmidt hammer for concrete testing.* Online. [b.r.]. Dostupné z: <https://www.screeningeagle.com/en/products/original-schmidt>. [cit. 2026-01-15].
- [33] *Ultrazvukový přístroj Pundit.* Online. [b.r.]. Dostupné z: <https://www.screeningeagle.com/en/products/pundit-200>. [cit. 2026-01-15].
- [34] *Mapy.cz.* Online. Dostupné z: <https://mapy.com/cs/letecka?source=base&id=2603796&x=16.4547115&y=49.3266579&z=17>. [cit. 2026-01-16].

7.2 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A VELIČIN

apod.	a podobně
např.	například
tj.	to jest
tzn.	to znamená
aj.	a jiné
příp.	případně
č.	číslo
ČR	Česká republika
PK	pozemní komunikace
TP	technické podmínky
OP	opěra
NK	nosná konstrukce
UZ	ultrazvuk/ultrazvukové
f_{be}	pevnost betonu s nezaručenou přesností
f_b	pevnost betonu po upřesnění součinitelem
$f_{be, průměr}$	průměrná pevnost betonu s nezaručenou přesností
f_{bi}	pevnost betonu v tlaku stanovená na i-tém vzorku
f_{bei}	pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností stanovená na i-tém vzorku
Q	koeficient odrazu
kHz	kilohertz
κ_u	součinitel pro přepočítání dynamického modulu pružnosti
E_{cu}	dynamický modul pružnosti
ρ	objemová hmotnost betonu
v_L	impulsová rychlost podélného ultrazvukového vlnění
k	součinitel rozměrnosti prostředí
E_c	statický modul pružnosti
$E_{cu,i}$	dynamický modul pružnosti betonu zkušebních míst

CLF	součinitel délky vývrtnu
°C	stupně Celsia
mm	milimetr
mm ²	milimetry čtvereční
cm	centimetr
m ²	metry čtvereční
m/s	metr za sekundu
m	metr
kg/m	kilogram na metr
km/s	kilometr za sekundu
g	gram
pH	míra kyselosti prostředí
d	průměr vzorku
L	délka vzorku
m _r	hmotnost
D _r	objemová hmotnost stanovená při přirozené vlhkosti prvku
T _{uz}	čas/doba průchodu ultrazvukového vlnění
μs	mikrosekunda
F	maximální síla
kN	kilonewton
λ	štíhlost
f _{c,1:1}	pevnost betonu stanovená na tělese/tělesech 1:1
f _{c,2:1}	pevnost betonu stanovená na tělese/tělesech 2:1
f _{ck, is}	charakteristická pevnost betonu v tlaku in situ
MPa	megapascal (= N/mm ²)
f _{m(n)is}	aritmetický průměr pevností betonu v tlaku
β _n	součinitel odhadu 5% kvantilu
s _r	výběrová směrodatná odchylka
s _x	směrodatná odchylka materiálové vlastnosti
s	obecná směrodatná odchylka

s_{rez}	reziduální směrodatná odchylka
$f_{b,m}$	průměrná pevnost po upřesnění
X_k	charakteristická hodnota materiálové vlastnosti
m_X	průměr materiálové vlastnosti
$k_{n,X}$	součinitel pro stanovení charakteristické hodnoty materiálové vlastnosti
V_X	variační koeficient materiálové vlastnosti
L	uvažované rozpětí
b_d	šířka nosné konstrukce = šířka desky
h_d	tloušťka desky
b_t	šířka trámů
h_t	výška trámů
a	osová vzdálenost trámů
b_p	šířka kolmých příčníků
h_p	výška kolmých příčníků
a_p	osová vzdálenost příčníků
$h_{p,OP1}$	šířka šikmého příčníku u OP1
$h_{p,OP2}$	šířka šikmého příčníku u OP2
$h_{p,OP}$	výška krajních příčníků u OP
h_{NK}	výška nosné konstrukce
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu
γ_c	spolehlivostní součinitel pro beton
α_{cc}	součinitel pro beton pro mostní konstrukce
f_{cd}	návrhová pevnost betonu
\emptyset	průměr
f_{yd}	návrhová pevnost oceli
b_{eff}	spolupůsobící šířka desky
l_0	vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry

z	tuhost nosníkového roštu
I_p	moment setrvačnosti příčnicku
I_t	moment setrvačnosti hlavního nosného trámu
g_k	stálé zatížení
A	plocha
M_{gk}	moment od stálého zatížení
kNm	kilonewtonmetr
V_n	normální zatížitelnost
t	tuna
η	pořadnice
δ	dynamický součinitel
$M_{qk,vn}$	moment od zatížení dopravou pro normální zatížitelnost
V_r	výhradní zatížitelnost
$M_{qk,vr}$	moment od zatížení dopravou pro výhradní zatížitelnost
V_e	výjimečná zatížitelnost
$M_{qk,ve}$	moment od zatížení dopravou pro výjimečnou zatížitelnost
A_s	plocha výztuže
x	poloha neutrální osy
M_{Rd}	návrhový moment únosnosti průřezu
E_d	návrhové účinky zatížení
R_d	návrhová únosnost
M_{Ed}	návrhový moment od účinků zatížení

7.3 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Georadar Hilti PS 1000 X-Scan [30]	20
Obrázek 2: Ukázka grafického výstupu z georadaru [12]	20
Obrázek 3: Ukázka sekané sondy mostního trámu	21
Obrázek 4: Odrazový tvrdoměr Original Schmidt N [32]	23
Obrázek 5: Odrazový tvrdoměr SilverSchmidt [31]	23
Obrázek 6: Ukázka přímého prozvučování UZ přístrojem [33]	24
Obrázek 7: Umístění mostního objektu [34]	29
Obrázek 8: Pohled na mostní konstrukci ve směru staničení (od Hradčan).....	30
Obrázek 9: Pohled na mostní konstrukci proti směru staničení	30
Obrázek 10: Pohled na levou stranu mostu.....	31
Obrázek 11: Pohled na pravou stranu mostu.....	31
Obrázek 12: Drásovská opěra (OP2)	32
Obrázek 13: Hradčanská opěra (OP1)	32
Obrázek 14: Podhled nosné konstrukce mostního objektu.....	33
Obrázek 15: Fotodokumentace stavu mostního vybavení na levé straně	34
Obrázek 16: Celkový pohled na mostní zábradlí v jeho aktuálním stavu.....	34
Obrázek 17: Poruchy pravého křídla OP1 – vydrolené pracovní spáry a viditelné stopy po zatékání	35
Obrázek 18: Poruchy levého křídla OP2 – vegetace v pracovní spáře a inkrustace	35
Obrázek 19: Uchycení lan vynášející kabely dráhy – stopy po starém uchycení	36
Obrázek 20: Porušená krycí vrstva betonu a místy patrná obnažená smyková výztuž	36
Obrázek 21: Poruchy živičného krytu u OP1	37
Obrázek 22: Detail trhlinek v živičném krytu	37
Obrázek 23: Začínající síťová trhlina krytu.....	37
Obrázek 24: Vegetace u levé římsy	37
Obrázek 25: Degradace betonu pravé římsy – trhliny a patrný pozůstatek vegetace.....	37
Obrázek 26: Nevhodná mezera mezi římsou a protidotykovou zábranou.....	38
Obrázek 27: Opakovaně opravované uchycení sloupku zábradlí	38
Obrázek 28: Označení mostu a označení pracoviště na vozovce výstražnými kužely	44
Obrázek 29: Úprava terénu před průzkumem.....	44
Obrázek 30: Provádění průzkumu na lešení	45
Obrázek 31: Konstrukce lešení u OP2	45
Obrázek 32: Ukázka práce s georadarem – lokalizace výztuže příčnicku č.4	46
Obrázek 33: Viditelné vyznačení smykové výztuže trámu po georadarovém měření	46
Obrázek 34: Realizace sekané sondy trámu č.1 u uložení na OP2.....	47
Obrázek 35: Sekaná sonda S1.....	47
Obrázek 36: Umístění sekaných sond.....	48

Obrázek 37: Sekaná sonda trámu č. 3 v poli S4.....	48
Obrázek 38: Sekaná sonda trámu č. 4 u uložení S5.....	48
Obrázek 39: Sekaná sonda příčnicku č. 1 S6	48
Obrázek 40: Zapravování po sekaných sondách.....	49
Obrázek 41: Nedostatečné zapravení sond	49
Obrázek 42: Zapravená místa po sekaných sondách.....	49
Obrázek 43: Zkušební místo pro měření na OP2.....	52
Obrázek 44: Detail řádně připraveného zkuš. místa	52
Obrázek 45: Zkušební místa tvrdoměrného měření na nosné konstrukci	53
Obrázek 46: Vrtání jádrového vývrtu na dřívku OP2	55
Obrázek 47: Příprava pro uchycení vrtačky.....	55
Obrázek 48: Vytahování uvízlého vývrtu.....	55
Obrázek 49: Místo po provedení jádrového vývrtu před zapravením.....	55
Obrázek 50: Detail vnitřní struktury.....	55
Obrázek 51: Jádrový vývrt ihned po odebrání z konstrukce	56
Obrázek 52: Realizace průvrtu vozovkou.....	56
Obrázek 53: Sonda S10 a její průzkum	56
Obrázek 54: Detail souvrství vozovky z odebraného průvrtu.....	56
Obrázek 55: Průvrt ze spodního líce konstrukce	57
Obrázek 56: Odebrané materiály a uložení pro převoz.....	57
Obrázek 57: Opravené místo odběru vývrtu na křídle OP2.....	57
Obrázek 58: Příslušenství potřebné k řádné opravě průvrtu vozovkou	57
Obrázek 59: Zkouška hloubky karbonatace in situ pomocí fenolftaleinu	58
Obrázek 60: Fotodokumentace vývrtu V1	59
Obrázek 61: Fotodokumentace vývrtu V2	59
Obrázek 62: Fotodokumentace vývrtu V3	59
Obrázek 63: Fotodokumentace vývrtu V4	59
Obrázek 64: Fotodokumentace vývrtu V5.....	60
Obrázek 65: Fotodokumentace vývrtu V6.....	60
Obrázek 66: Fotodokumentace vývrtu V7.....	60
Obrázek 67: Fotodokumentace vývrtu V8.....	60
Obrázek 68: Fotodokumentace vývrtu V9.....	60
Obrázek 69: Zkušební tělesa o průměru přibližně 100 mm	61
Obrázek 70: Tělesa s průměrem přibližně 50 mm.....	61
Obrázek 71: Zkušební vzorek V6-1-B uchycený ve zkušebním lisu před tlakovou zkouškou	62
Obrázek 72: Porušení vzorku V6-1-B po zkoušce pevnosti v tlaku ve zkušebním lisu	62
Obrázek 73: Porušený vzorek s patrným zrnem většího kameniva a organickým materiálem (dřevěná větvička)	63

Obrázek 74: Zkouška fenolftaleinem na dvou vzorcích po sobě jdoucích z vývrtu V6.....	64
Obrázek 75: Vzorek s největší zjištěnou hloubkou karbonatace V8-1.....	64
Obrázek 76: Histogram a krabicový graf statistického souboru Úložné prahy opěr	71
Obrázek 77: Histogram a krabicový graf statistického souboru Dříky opěr.....	72
Obrázek 78: Histogram a krabicový graf statistického souboru Mostní křídla	72
Obrázek 79: Histogram a krabicový graf statistického souboru NK-Podélné trámy.....	73
Obrázek 80: Histogram a krabicový graf statistického souboru NK-Příčníky	73
Obrázek 81: Histogram a krabicový graf statistického souboru NK-Deska.....	74
Obrázek 82: Příčný řez	77
Obrázek 83: Půdorys mostní konstrukce část u OP1.....	78
Obrázek 84: Spolupůsobící šířka trámu.....	79
Obrázek 85: Průřezové charakteristiky trámu	80
Obrázek 86: Průřezové charakteristiky příčníku	80
Obrázek 87: Příčinková čára příčného roznášení pro normální zatížitelnost.....	82
Obrázek 88: Příčinková čára podélného roznosu pro normální zatížitelnost	83
Obrázek 89: Příčinková čára příčného roznášení pro výhradní zatížitelnost (šestinápravové vozidlo)	84
Obrázek 90: Příčinková čára podélného roznosu pro výhradní zatížitelnost (šestinápravové vozidlo)	84
Obrázek 91: Příčinková čára příčného roznášení pro výjimečnou zatížitelnost.....	85
Obrázek 92: Příčinková čára podélného roznosu pro výjimečnou zatížitelnost.....	85
Obrázek 93: Krajní trám – únosnost.....	86
Obrázek 94: Příčinková čára příčného roznášení pro výhradní zatížitelnost (dvounápravové vozidlo)	88
Obrázek 95: Příčinková čára podélného roznosu pro výhradní zatížitelnost (dvounápravové vozidlo)	88
Obrázek 96: Příčinková čára příčného roznášení pro výhradní zatížitelnost (třinápravové vozidlo)	89
Obrázek 97: Příčinková čára podélného roznosu pro výhradní zatížitelnost (třinápravové vozidlo)	89
Obrázek 98: Pohled na drásovskou opěru (OP2).....	110
Obrázek 99: Levé mostní křídlo OP2	110
Obrázek 100: Pravé mostní křídlo OP2	110
Obrázek 101: Stav úložného prahu OP2 – známky zatékání a inkrustace.....	111
Obrázek 102: Detail inkrustace a trhlin na levé části dříku OP2	111
Obrázek 103: Detail trhlin a inkrustací.....	111
Obrázek 104: Detail pravé části dříku a křídla OP2	111
Obrázek 105: Detail trhlin vrchní části levého křídla OP2	112
Obrázek 106: Pracovní spára levého křídla, vpravo inkrustace.....	112

Obrázek 107: Trhlina levého křídla	112
Obrázek 108: Vydrolená pracovní spára levého křídla OP2 s vegetací.....	112
Obrázek 109: Nejrozsáhlejší inkrustace na levém křídle OP2 a síť trhlinek.....	112
Obrázek 110: Pohled na hradčanskou opěru (OP1)	113
Obrázek 111: Pravé křídlo OP1.....	113
Obrázek 112: Levé křídlo OP1.....	113
Obrázek 113: Pracovní spáry pravého křídla OP1 ve špatném stavu	114
Obrázek 114: Detail poruch ve vrchní části.....	114
Obrázek 115: Detail vydrolené pracovní spáry křídla OP1	114
Obrázek 116: Přechodová oblast u pravého křídla OP1	114
Obrázek 117: Trhlina v levé části dřívku při pohledu na OP1	114
Obrázek 118: Trhlina levého křídla OP1	115
Obrázek 119: Trhlina a mech na levém křídle OP1.....	115
Obrázek 120: Spára levého křídla OP1 s patrným rozpadem nejen vlivem vegetace.....	115
Obrázek 121: Degradace povrchu levého křídla OP1 ve spodní části.....	115
Obrázek 122: Detail trhlinky křídla OP1.....	115
Obrázek 123: Trhlina s inkrustací v horní části levého křídla OP1.....	116
Obrázek 124: Přechodová oblast u levého křídla OP1	116
Obrázek 125: Detail široce rozevřené spáry v horní části křídla OP1.....	116
Obrázek 126 : Vegetace u levé římsy mostu ve směru staničení.....	117
Obrázek 127: Degradace levé římsy – boční pohled	117
Obrázek 128: Degradace levé římsy – pohled shora.....	117
Obrázek 129: Trhlinky levé římsy v hraně s levým křídlem OP1.....	117
Obrázek 130: Trhlina s vegetací na levé římse	117
Obrázek 131: Degradace levé římsy po odstranění vegetace	117
Obrázek 132: Trhlina levé římsy v místě kotvení sloupku zábradlí.....	118
Obrázek 133: Trhlina v levé římse.....	118
Obrázek 134: Trhlina v levé římse	118
Obrázek 135: Vegetace na levé římse	118
Obrázek 136: Vegetace a degradace betonu levé římsy	118
Obrázek 137: Spáry obrubníků u levé římsy.....	119
Obrázek 138: Trhlina po odstranění vegetace na levé římse	119
Obrázek 139: Trhlina levé římsy s vegetací	119
Obrázek 140: Trhlina v počáteční fázi na levé římse	119
Obrázek 141: Trhlina levé římsy.....	119
Obrázek 142: Vegetace u levé římsy při pohledu proti směru staničení	120
Obrázek 143: Rozpad betonu levé římsy u přechodové oblasti ve směru na Drásov	120
Obrázek 144: Boční pohled na rozpad levé římsy	120

Obrázek 145: Pohled na pravou mostní římsu s vegetací však v menším rozsahu než u levé římsy	121
Obrázek 146: Spára pravé římsy patrný výškový rozdíl.....	121
Obrázek 147: Spára pravé římsy po odstranění vegetace.....	121
Obrázek 148: Spára pravé římsy – boční pohled.....	121
Obrázek 149: Trhlina pravé římsy.....	122
Obrázek 150: Trhlina příčná a podélná pravé římsy.....	122
Obrázek 151: Trhlina pravé římsy s odumírající vegetací.....	122
Obrázek 152: Spáry obrubníků pravé římsy.....	122
Obrázek 153: Trhlina se začínajícím rozpadem pravé římsy.....	122
Obrázek 154: Trhlina pravé římsy – mírný rozpad a vegetace	122
Obrázek 155: Pravá římsa při pohledu proti směru staničení s patrnou vegetací.....	123
Obrázek 156: Vegetace prorůstající trhlínami v pravé římse	123
Obrázek 157: Trhlíny v pravé římse u znovu kotveného sloupku zábradlí.....	123
Obrázek 158: Konec pravé římsy ve směru na Drásov – trhlínky v oblasti kotvení sloupku	123
Obrázek 159: Celkový pohled na zábradlí levé části mostu	124
Obrázek 160: Pohled na zkorodované a pokroucené zábradlí na levé straně mostu	124
Obrázek 161: Deformace levého zábradlí.....	124
Obrázek 162: Promáčklá část levého zábradlí.....	124
Obrázek 163: Zdeformovaný sloupek levého zábradlí.....	125
Obrázek 164: Detail připevnění uzemnění zábradlí.....	125
Obrázek 165: Chybějící část výplně levého zábradlí.....	125
Obrázek 166: Pohled na protidotykovou zábranu na levé straně mostu ve směru staničení	125
Obrázek 167: Pohled proti směru staničení na zkorodované části vybavení na levé straně mostu	125
Obrázek 168: Levá protidotyková zábrana u směru na Drásov - vyšší mezera mezi zábranou a římsou.....	126
Obrázek 169: Mezera přibližně 11,5cm mezi levou protidotykovou zábranou a římsou.....	126
Obrázek 170: Prohnuté levé zábradlí	126
Obrázek 171: Zdeformovaný krajní sloupek levého zábradlí.....	126
Obrázek 172: Širší pohled na deformované pravé zábradlí	127
Obrázek 173: Deformace pravého zábradlí a protidotykové zábrany	127
Obrázek 174: Pokroucený sloupek pravého zábradlí.....	127
Obrázek 175: Stav pravého zábradlí.....	127
Obrázek 176: Nedoléhající dilatace pravého zábradlí	128
Obrázek 177: Zdeformovaná výplň pravého zábradlí.....	128
Obrázek 178: Nečitelná výstražná tabulka na pravé zábraně	128

Obrázek 179: Upevnění ukolejnění pravé protidotykové zábrany	128
Obrázek 180: Opravy pravého zábradlí	128
Obrázek 181: Ukolejnění pravého zábradlí	128
Obrázek 182: Pravé zábradlí – koroze, oprava	129
Obrázek 183: Deformace sloupku pravého zábradlí.....	129
Obrázek 184: Dodatečné znovu přikotvení sloupku pravého zábradlí	129
Obrázek 185: Prohnutý koncový sloupek pravého zábradlí ve směru na Drásov	129
Obrázek 186: Deformace a kotvení koncového sloupku	129

7.4 SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Klasifikační stupně stavebního stavu.....	14
Tabulka 2: Stupně použitelnosti mostu.....	16
Tabulka 3: Základní údaje mostní konstrukce	29
Tabulka 4: Návrh sekaných sond	40
Tabulka 5: Navržený počet zkušebních míst pro tvrdoměry	41
Tabulka 6: Přehled navržených jádrových vývrtů	43
Tabulka 7: Přehled realizovaných sekaných sond.....	47
Tabulka 8: Přehled zkušebních míst tvrdoměrného měření na konstrukci	52
Tabulka 9: Tabulka naměřených hodnot odrazů na dřících opěr	53
Tabulka 10: Údaje o realizovaných vývrtech	54
Tabulka 11: Skladba vozovkového souvrství.....	57
Tabulka 12: Tabelární záznam vlastností zkušebních vzorků	61
Tabulka 13: Záznam z UZ měření s následným přepočtem na rychlost UZ vlnění.....	62
Tabulka 14: Dosažené síly na jednotlivých vzorcích s přepočtem.....	63
Tabulka 15: Zkrácená tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na dřících opěr.....	65
Tabulka 16: Průměrné pevnosti s nezaručenou přesností na jednotlivých zkušebních místech.....	66
Tabulka 17: Součinitel upřesnění α pro jednotlivé části.....	66
Tabulka 18: Upřesněná pevnost f_b – dříky opěr	66
Tabulka 19: Upřesněná pevnost f_b – úložné prahy	66
Tabulka 20: Upřesněná pevnost f_b – mostní křídla.....	66
Tabulka 21: Upřesněná pevnost f_b – NK – příčnícíky	66
Tabulka 22: Upřesněná pevnost f_b – NK – podélné trámy.....	66
Tabulka 23: Upřesněná pevnost f_b – NK - deska.....	66
Tabulka 24: Pevnost betonu v tlaku in situ a příslušné pevnostní třídy	69
Tabulka 25: Vyhodnocení rovnoměrnosti betonu jednotlivých částí konstrukce	74
Tabulka 26: Moduly pružnosti z UZ měření.....	76
Tabulka 27: Přehled stálého zatížení vyskytujícího se na konstrukci	81
Tabulka 28: Pořadnice příčinkový čar v příčném směru.....	82
Tabulka 29: Tabulka naměřených hodnot odrazů na úložných prazích opěr.....	132
Tabulka 30: Tabulka naměřených hodnot odrazů na mostních křídlech.....	132
Tabulka 31: Tabulka naměřených hodnot odrazů na NK – podélných trámech.....	133
Tabulka 32: Tabulka naměřených hodnot odrazů na NK – příčnících	133
Tabulka 33: Tabulka naměřených hodnot odrazů na NK – desce.....	133
Tabulka 34: Přehled vlastností jádrových vývrtů.....	137
Tabulka 35: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na úložných prazích.....	138
Tabulka 36: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na mostních křídlech	139

Tabulka 37: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na NK – podélných trámech.....	140
Tabulka 38: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na NK – příčnicích	140
Tabulka 39: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na NK - desce	141

7.5 SEZNAM PŘÍLOH

PŘÍLOHA Č. 1: FOTODOKUMENTACE SPODNÍ STAVBY A JEJÍCH PORUCH	110
PŘÍLOHA Č. 2: FOTODOKUMENTACE MOSTNÍHO SVRŠKU	117
PŘÍLOHA Č. 3: FOTODOKUMENTACE STAVU MOSTNÍHO VYBAVENÍ.....	124
PŘÍLOHA Č. 4: ORIENTAČNÍ SCHÉMATA VYZTUŽENÍ DLE SEKANÝCH SOND A GEORADARU	130
PŘÍLOHA Č. 5: KOMPLETNÍ ZÁZNAMY MĚŘENÍ SCHMIDTOVÝM TVRDOMĚREM.....	132
PŘÍLOHA Č. 6: NÁČRTY UMÍSTĚNÍ JEDNOTLIVÝCH VÝVRTŮ NA KONSTRUKCI.....	134
PŘÍLOHA Č. 7: POPIS ODEBRANÝCH JÁDROVÝCH VÝVRTŮ	137
PŘÍLOHA Č. 8: VYHODNOCENÍ TVRDOMĚRNÉHO MĚŘENÍ NA JEDNOTLIVÝCH ČÁSTECH KONSTRUKCE.....	138
PŘÍLOHA Č. 9: PŘÍČNÝ ŘEZ A PŮDORYS	142

8 PŘÍLOHY

Číslování obrázků a tabulek odpovídá číslování v práci.

PŘÍLOHA č. 1: Fotodokumentace spodní stavby a jejích poruch



Obrázek 98: Pohled na drásovskou opěru (OP2)



Obrázek 99: Levé mostní křídlo OP2



Obrázek 100: Pravé mostní křídlo OP2



Obrázek 101: Stav úložného prahu OP2 – známky zatékání a inkrustace



Obrázek 102: Detail inkrustace a trhlin na levé části dříku OP2



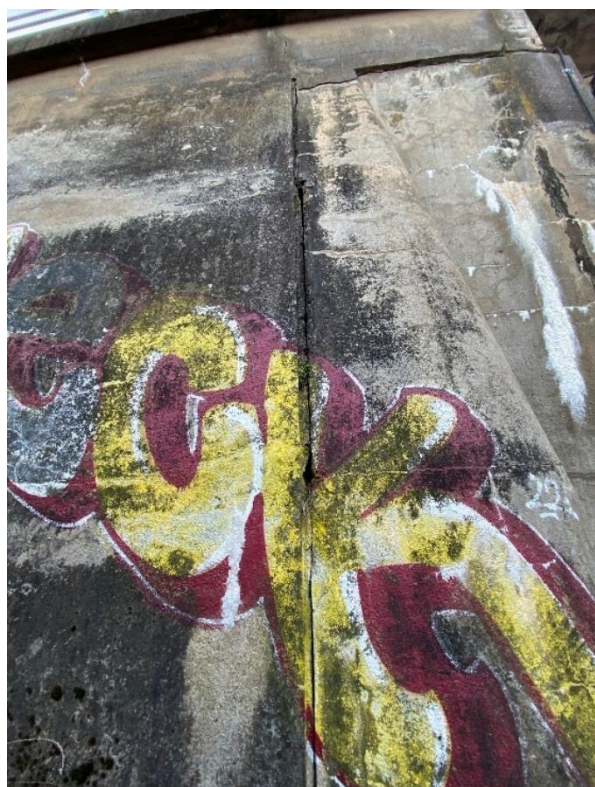
Obrázek 103: Detail trhlin a inkrustací



Obrázek 104: Detail pravé části dříku a křídla OP2



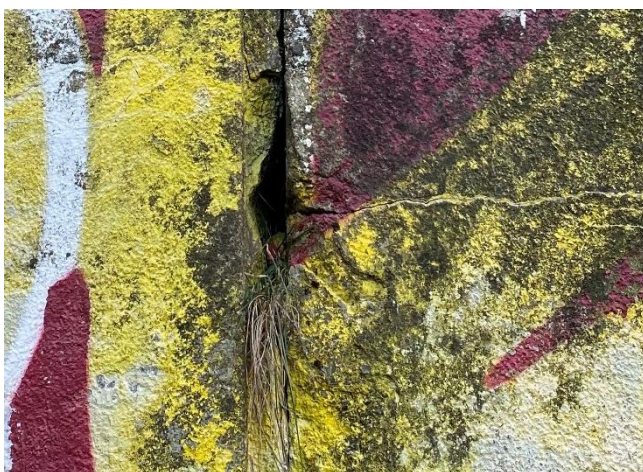
Obrázek 105: Detail trhlin vrchní části levého křídla OP2



Obrázek 106: Pracovní spára levého křídla, vpravo inkrustace



Obrázek 107: Trhlina levého křídla



Obrázek 108: Vydrolená pracovní spára levého křídla OP2 s vegetací



Obrázek 109: Nejrozsáhlejší inkrustace na levém křídle OP2 a síť trhlinek



Obrázek 110: Pohled na hradčanskou opěru (OP1)



Obrázek 111: Pravé křídlo OP1



Obrázek 112: Levé křídlo OP1



Obrázek 113: Pracovní spáry pravého křídla OP1 ve špatném stavu



Obrázek 114: Detail poruch ve vrchní části



Obrázek 115: Detail vydrolené pracovní spáry křídla OP1



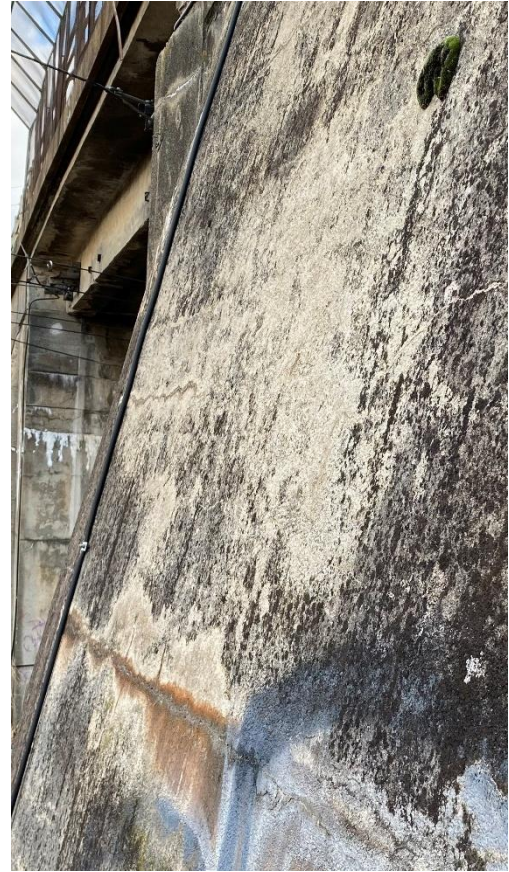
Obrázek 116: Přechodová oblast u pravého křídla OP1



Obrázek 117: Trhlina v levé části dřívku při pohledu na OP1



Obrázek 118: Trhliny levého křídla OP1



Obrázek 119: Trhliny a mech na levém křídle OP1



Obrázek 120: Spára levého křídla OP1 s patrným rozpadem nejen vlivem vegetace



Obrázek 121: Degradace povrchu levého křídla OP1 ve spodní části



Obrázek 122: Detail trhlinky křídla OP1



Obrázek 123: Trhlina s inkrustací v horní části levého křídla DP1



Obrázek 124: Přechodová oblast u levého křídla DP1



Obrázek 125: Detail široce rozevřené spáry v horní části křídla DP1

PŘÍLOHA č. 2: Fotodokumentace mostního svršku



Obrázek 126: Vegetace u levé římsy mostu ve směru staničení



Obrázek 127: Degradace levé římsy – boční pohled



Obrázek 128: Degradace levé římsy – pohled shora



Obrázek 129: Trhlínky levé římsy v hraně s levým křídlem OP1



Obrázek 130: Trhlina s vegetací na levé římse



Obrázek 131: Degradace levé římsy po odstranění vegetace



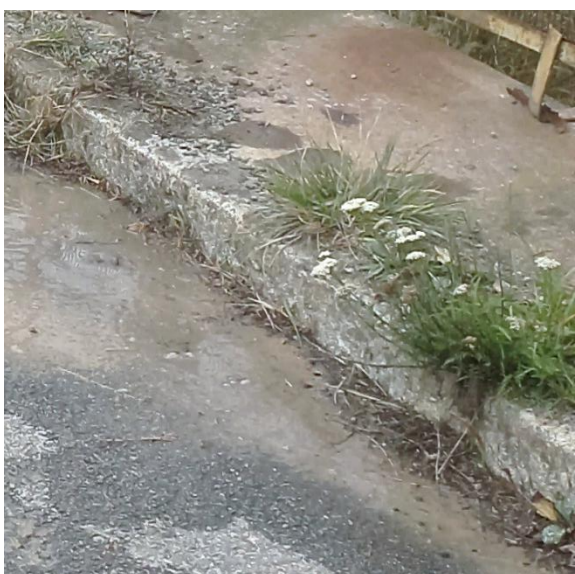
Obrázek 132: Trhlina levé římsy v místě kotvení sloupku zábradlí



Obrázek 133: Trhlina v levé římse



Obrázek 134: Trhliny v levé římse



Obrázek 135: Vegetace na levé římse



Obrázek 136: Vegetace a degradace betonu levé římsy



Obrázek 137: Spáry obrubníků u levé římsy



Obrázek 138: Trhliny po odstranění vegetace na levé římsě



Obrázek 139: Trhlina levé římsy s vegetací



Obrázek 140: Trhlina v počáteční fázi na levé římsě



Obrázek 141: Trhlinka levé římsy



Obrázek 142: Vegetace u levé římsy při pohledu proti směru staničení



Obrázek 143: Rozpad betonu levé římsy u přechodové oblasti ve směru na Drásov



Obrázek 144: Boční pohled na rozpad levé římsy



Obrázek 145: Pohled na pravou mostní římsu s vegetací (v menším rozsahu než u levé římsy)



Obrázek 146: Spára pravé římsy, patrný výškový rozdíl



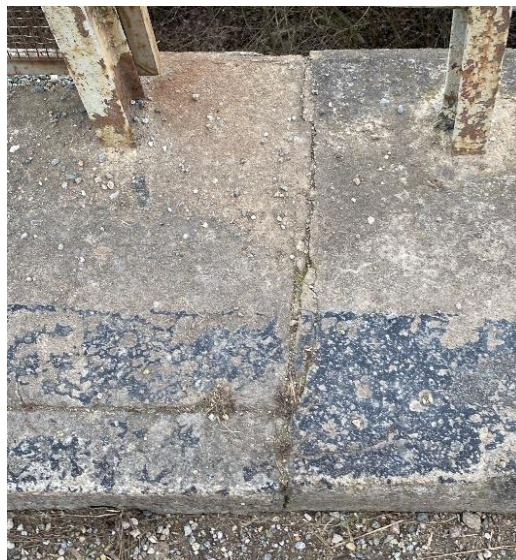
Obrázek 147: Spára pravé římsy po odstranění vegetace



Obrázek 148: Spára pravé římsy – boční pohled



Obrázek 149: Trhlina pravé římsy



Obrázek 150: Trhlina příčná a podélná pravé římsy



Obrázek 151: Trhlina pravé římsy s odumírající vegetací



Obrázek 152: Spáry obrubníků pravé římsy



Obrázek 153: Trhlina se začínajícím rozpadem pravé římsy



Obrázek 154: Trhlina pravé římsy – mírný rozpad a vegetace



Obrázek 155: Pravá římsa při pohledu proti směru staničení s patrnou vegetací



Obrázek 156: Vegetace prorůstající trhlinami v pravé římsě



Obrázek 157: Trhliny v pravé římsě u znovu kotveného sloupku zábradlí



Obrázek 158: Konec pravé římsy ve směru na Drásov – trhlinky v oblasti kotvení sloupku

PŘÍLOHA č. 3: Fotodokumentace stavu mostního vybavení



Obrázek 159: Celkový pohled na zábradlí levé části mostu



Obrázek 160: Pohled na zkorodované a pokroucené zábradlí na levé straně mostu



Obrázek 161: Deformace levého zábradlí



Obrázek 162: Promáčklá část levého zábradlí



Obrázek 163: Zdeformovaný sloupek levého zábradlí



Obrázek 164: Detail připevnění uzemnění zábradlí



Obrázek 165: Chybějící část výplně levého zábradlí



Obrázek 166: Pohled na protidotykovou zábranu na levé straně mostu ve směru staničení



Obrázek 167: Pohled proti směru staničení na zkorodované části vybavení na levé straně mostu



Obrázek 168: Levá protidotyková zábrana u směru na Drásov - vyšší mezera mezi zábranou a římsou



Obrázek 169: Mezera přibližně 11,5cm mezi levou protidotykovou zábranou a římsou



Obrázek 170: Prohnuté levé zábradlí



Obrázek 171: Zdeformovaný krajní sloupek levého zábradlí



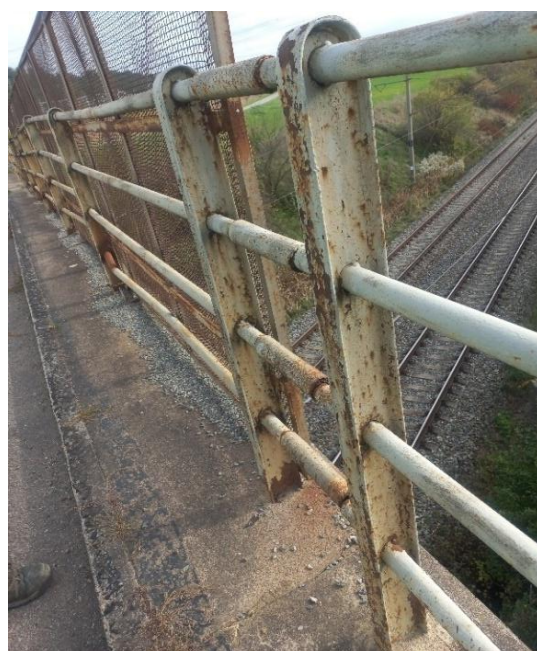
Obrázek 172: Širší pohled na deformované pravé zábradlí



Obrázek 173: Deformace pravého zábradlí a protidotykové zábrany



Obrázek 174: Pokroucený sloupek pravého zábradlí



Obrázek 175: Stav pravého zábradlí



Obrázek 176: Nedoléhající dilatace pravého zábradlí



Obrázek 177: Zdeformovaná výplň pravého zábradlí



Obrázek 178: Nečitelná výstražná tabulka na pravé zábraně



Obrázek 179: Upevnění ukolejnění pravé protidotykové zábrany



Obrázek 180: Opravy pravého zábradlí



Obrázek 181: Ukolejnění pravého zábradlí



Obrázek 182: Pravé zábradlí – koroze, oprava



Obrázek 183: Deformace sloupku pravého zábradlí



Obrázek 184: Dodatečné znovu přikotvení sloupku pravého zábradlí



Obrázek 185: Prohnutý koncový sloupek pravého zábradlí ve směru na Drásov



Obrázek 186: Deformace a kotvení koncového sloupku

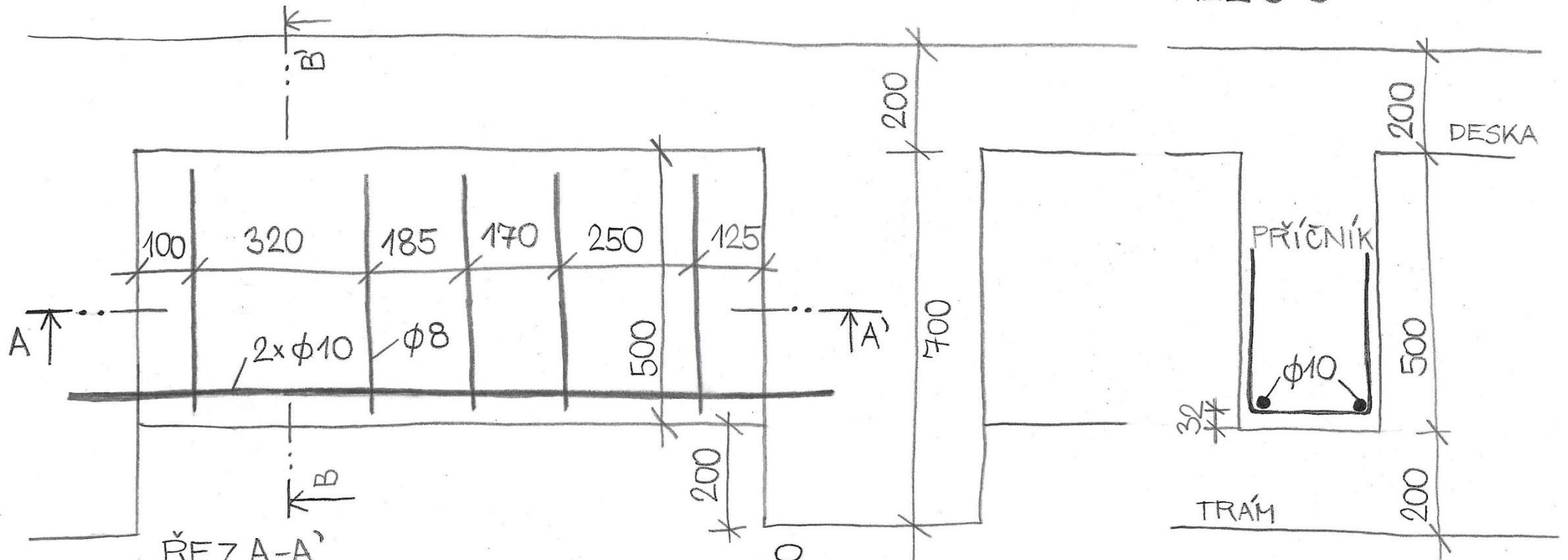
PŘÍLOHA č. 4: Orientační schémata vyztužení dle sekaných sond a georadaru

HRADČANY 38525-1

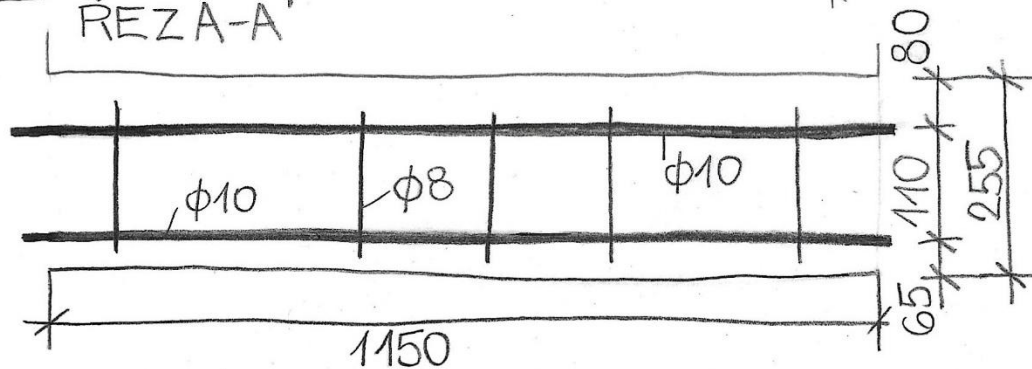
19.-20.10.2024

SCHEMA VYZTUŽENÍ PŘÍČNÍKU - DLE SOND S6, S7 M ≈ 1:10
+ GEORADAR
POHLED NA PŘÍČNÍK č. 4

ŘEZ B-B'



ŘEZ A-A'

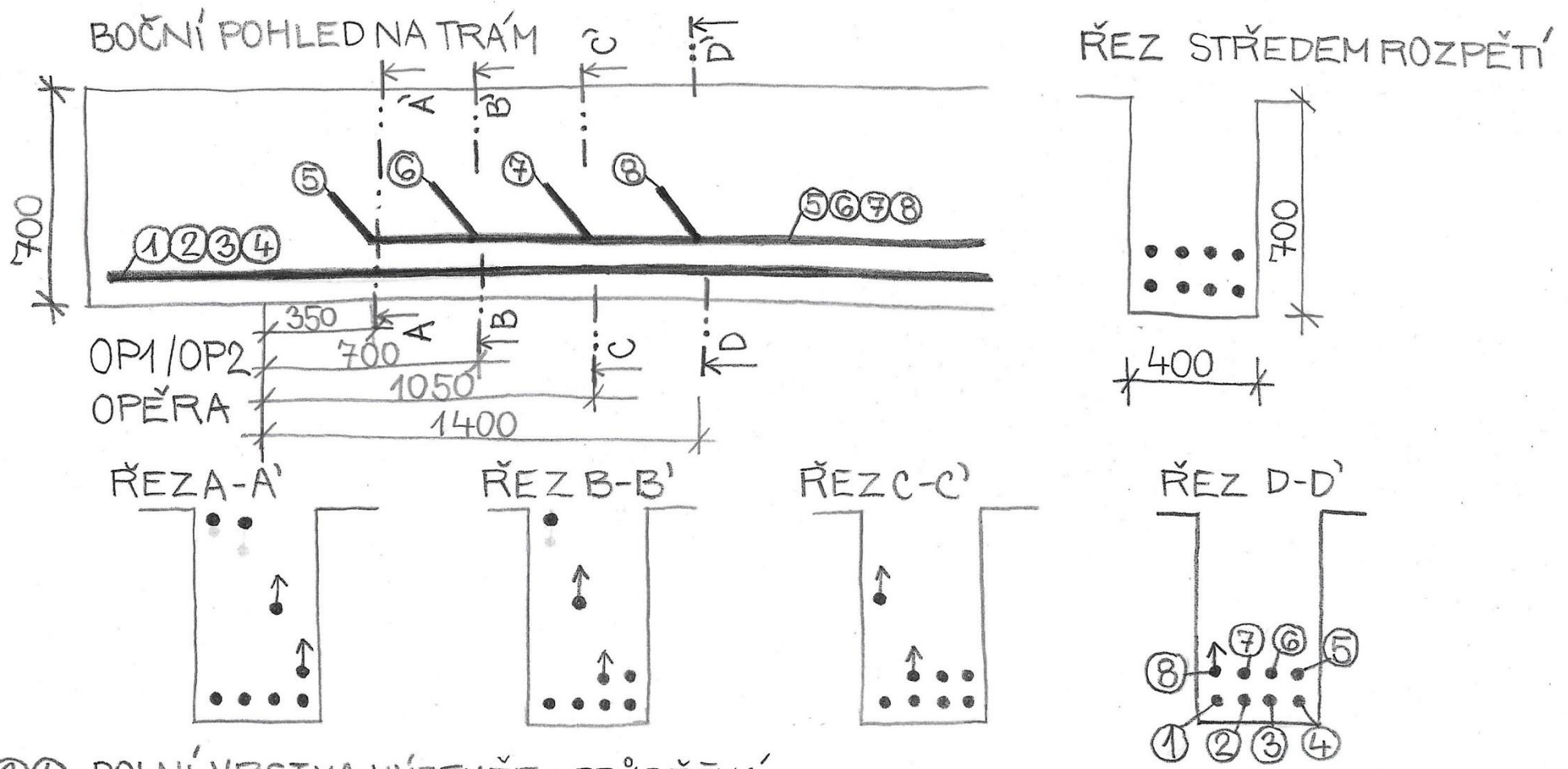


2 PRUTY KRUHOVÉ HLADKÉ V.
 $\phi 10$ mm, DRUH PRAVDĚPODOBNĚ
10210 + TRMÍNKY NEVAŽÁNY $\phi 8$ mm
KRYTÍ 32 mm

HRADČANY 38525-1

19.-20.10.2024

SCHÉMA VYZTUŽENÍ PODÉLNÉHO TRÁMU - DLE SOND S1,S2,S3,S4,S5 M_z ≈ 1:20



①②③④ DOLNÍ VRSTVA VÝZTUŽE - PRŮBĚŽNÁ

⑤⑥⑦⑧ HORNÍ VRSTVA VÝZTUŽE - JEDNOTLIVÉ PRUTY SE POSTUPNĚ OHÝBAJÍ SMĚREM NAHORU

CELKEM 8 PRUTŮ KRUHOVÉ HLADKÉ VÝZTUŽE, DRUH PRAVDĚPODOBĚ 10210 ϕ 36 mm
+ TRMIŇKY-NEVAŽÁNY DRATEM, ϕ 8 mm, KRYTÍ 32 mm

PŘÍLOHA č. 5: Kompletní záznamy měření odrazovým tvrdoměrem

Tabulka 9: Tabulka naměřených hodnot odrazů na dřících opěr

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
1	→	50	46	49	48	41	52	50	50	53	57	45	51
2	→	58	52	53	57	55	55	59	55	59	57	59	53
3	→	55	55	59	59	54	51	51	55	55	54	49	59
4	→	51	59	57	42	45	56	48	55	53	53	47	45
5	→	51	54	55	48	50	47	53	45	54	55	57	49
6	→	56	57	60	57	55	48	52	54	49	56	49	53
7	→	36	44	50	50	51	53	46	50	51	52	44	46
8	→	56	42	48	39	44	51	50	54	50	58	52	50
9	→	52	50	54	54	55	44	55	56	52	56	51	42
10	→	43	40	44	41	51	43	44	50	51	50	53	49
11	→	43	48	48	47	56	57	56	56	57	58	59	55
12	→	58	50	56	46	56	56	54	50	58	58	54	56

Tabulka 29: Tabulka naměřených hodnot odrazů na úložných prazích opěr

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
13	→	38	36	39	41	42	44	45	41	40	41	44	38
14	→	56	56	46	52	50	40	54	42	51	52	43	47
15	→	42	45	42	40	51	38	46	54	40	48	46	41
16	→	40	42	46	39	42	32	45	52	37	51	37	34
17	→	42	45	47	42	42	41	44	46	42	48	44	52
18	→	44	43	56	47	50	44	37	41	34	35	43	41
19	→	31	42	44	40	39	42	43	41	36	44	38	42
20	→	46	47	48	44	45	47	48	52	44	48	50	48
21	→	44	43	42	38	42	48	44	40	49	44	47	54
22	→	44	46	44	43	48	37	42	51	45	40	42	41
23	→	43	47	48	46	40	42	38	42	40	39	38	40
24	→	44	40	46	44	44	46	48	50	44	50	46	42

Tabulka 30: Tabulka naměřených hodnot odrazů na mostních křídlech

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
25	→	35	38	39	42	45	43	39	44	45	38	43	36
26	→	45	51	49	42	40	49	39	47	43	38	43	38
27	→	54	57	53	48	55	48	52	45	49	53	49	55
28	→	55	55	53	48	56	47	53	53	42	55	53	56
29	→	56	58	59	53	55	51	54	48	54	50	45	53
30	→	30	32	30	40	51	35	31	38	40	43	31	40
31	→	51	50	48	51	48	52	50	48	52	49	50	50
32	→	48	49	45	46	52	54	51	55	51	50	49	48

Tabulka 31: Tabulka naměřených hodnot odrazů na NK – podélných trámech

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
33	→	38	38	35	41	43	36	42	36	40	42	41	42
34	→	34	44	38	45	37	36	45	37	39	38	40	40
35	→	43	41	40	45	41	50	47	44	46	49	53	45
36	→	40	41	35	42	37	33	43	38	40	43	40	35
37	→	50	52	52	46	52	48	51	59	40	50	52	45
38	→	46	46	47	50	50	52	51	50	47	48	42	43
39	→	44	40	32	40	36	40	44	46	40	43	40	47
40	→	36	32	37	37	35	40	44	38	32	33	32	38
41	→	46	52	44	50	46	46	54	51	53	46	48	51
42	→	51	40	44	42	44	44	50	46	46	44	40	43
43	↑	44	40	38	38	35	37	39	39	42	44	38	37
44	→	46	44	47	48	40	44	46	46	46	36	39	46

Tabulka 32: Tabulka naměřených hodnot odrazů na NK – příčnicích

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
45	→	26	38	36	42	36	40	42	41	40	40	41	42
46	↑	49	36	36	40	52	51	37	49	46	44	52	50
47	→	45	46	44	44	39	43	44	42	42	46	47	47
48	→	47	43	58	39	46	43	51	45	42	42	39	40
49	→	38	52	45	44	49	47	53	48	44	48	47	47
50	→	43	47	49	43	48	54	44	46	53	47	46	43
51	→	41	41	36	38	44	42	40	42	42	37	38	36
52	→	36	31	46	47	45	42	50	51	46	41	39	43
53	↑	39	42	46	32	39	42	40	37	32	35	41	35
54	→	56	46	41	44	52	54	37	34	37	47	41	46
55	→	36	41	37	35	31	43	41	40	44	46	47	38
56	→	51	46	50	40	41	43	45	45	48	44	42	46

Tabulka 33: Tabulka naměřených hodnot odrazů na NK – desce

		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	"11"	"12"
57	↑	47	51	51	43	53	39	41	53	48	52	48	40
58	↑	41	42	34	41	39	42	43	48	52	41	44	50
59	↑	37	38	52	43	37	28	37	34	30	39	35	34
60	↑	29	37	37	22	32	30	32	41	47	34	34	33
61	↑	49	44	40	40	53	38	42	52	47	40	42	46
62	↑	40	58	54	32	44	40	44	43	43	44	50	40
63	↑	29	25	33	32	20	30	31	29	31	34	33	30
64	↑	31	32	32	35	33	32	30	30	32	31	30	33
65	↑	33	30	34	34	30	29	28	36	25	28	30	30
66	↑	40	36	28	41	46	46	42	40	38	36	34	41
67	↑	33	42	47	40	46	38	37	43	37	39	40	36
68	↑	38	37	39	41	36	44	40	38	42	41	47	40

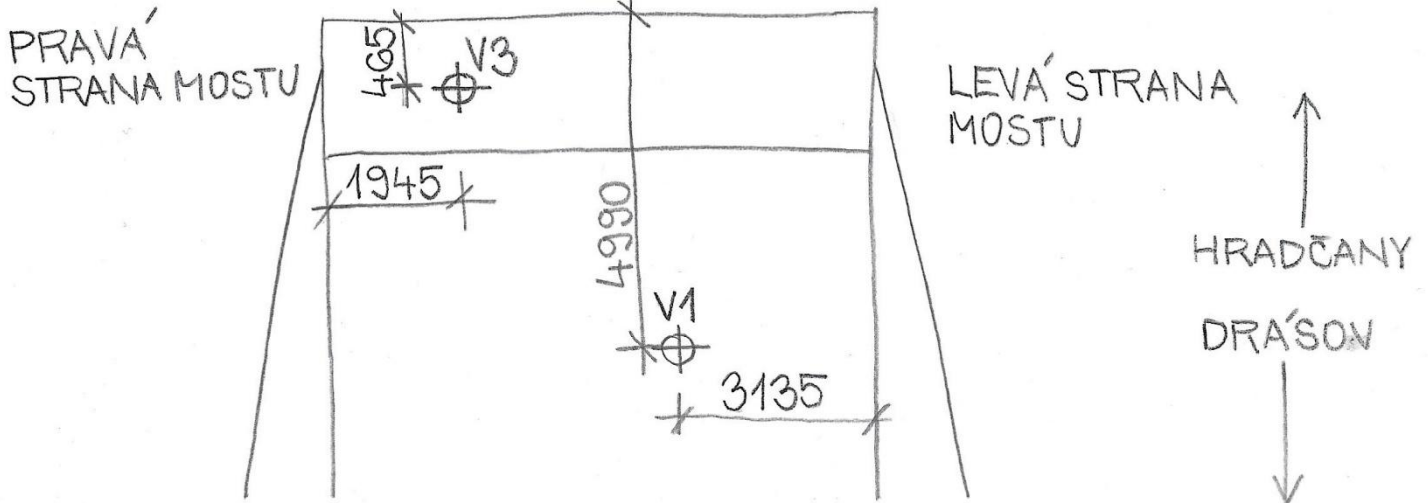
HRADČANY 38525-1

19.-20.10.2024
STANIČENÍ H→D

OP1-HRADČANSKÁ:

← BRNO

TIŠNOV →

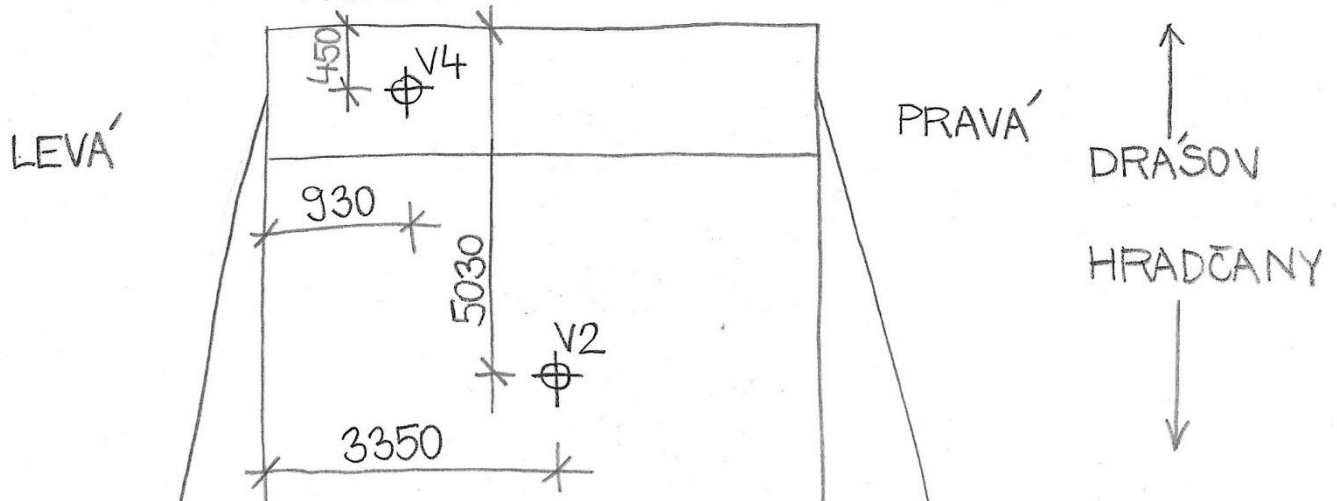


- V1 - $\phi 100$ mm, DRŽÍK OP1, SCHMIDT č. 3
- V3 - $\phi 100$ mm, ÚLOŽNÝ PRAH OP1, SCHMIDT č. 16

OP2-DRAŠOVSKÁ:

← TIŠNOV

BRNO →



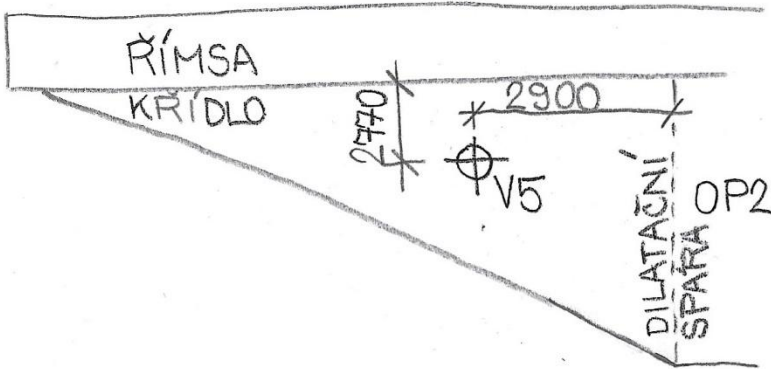
- V2 - $\phi 100$ mm, DRŽÍK OP2, SCHMIDT č. 8
- V4 - $\phi 100$ mm, ÚLOŽNÝ PRAH OP2, SCHMIDT č. 20

HRADČANY 38525-1

19.-20.10.2024

- V5 - ϕ 100 mm, LEVÉ KRÍDLO OP2, SCHMIDT Č. 29

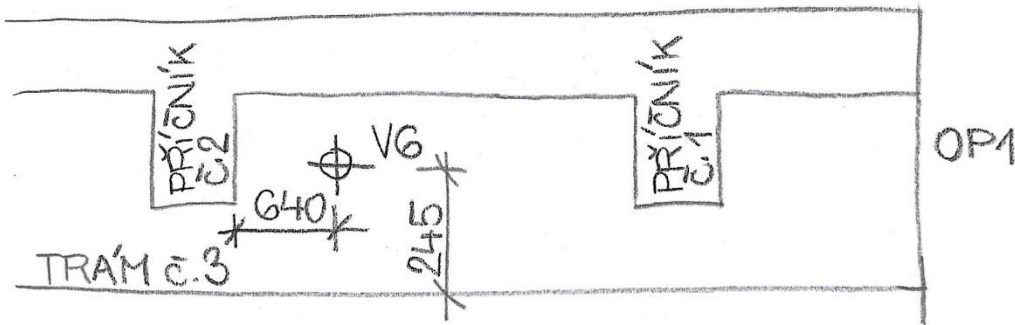
← DRAŠOV



- V6 - ϕ 50 mm, LEVÁ STRANA TRÁMU Č. 3, SCHMIDT Č. 35

← DRAŠOV

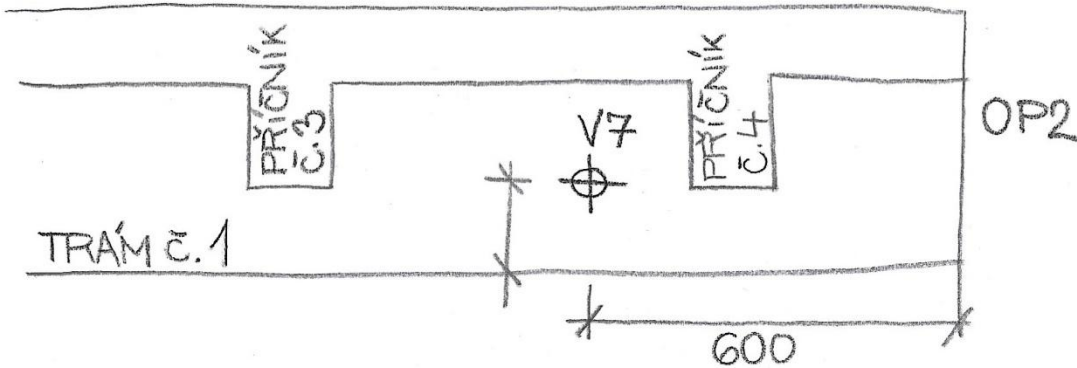
→ HRADČANY



- V7 - ϕ 50 mm, PRAVÁ STRANA TRÁMU Č. 1, SCHMIDT Č. 41

← HRADČANY

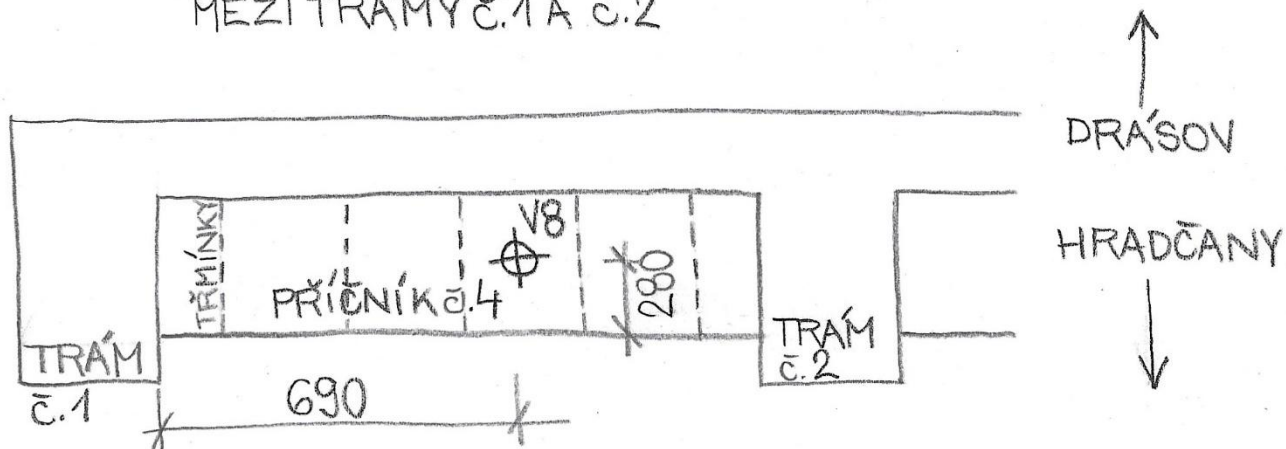
DRAŠOV →



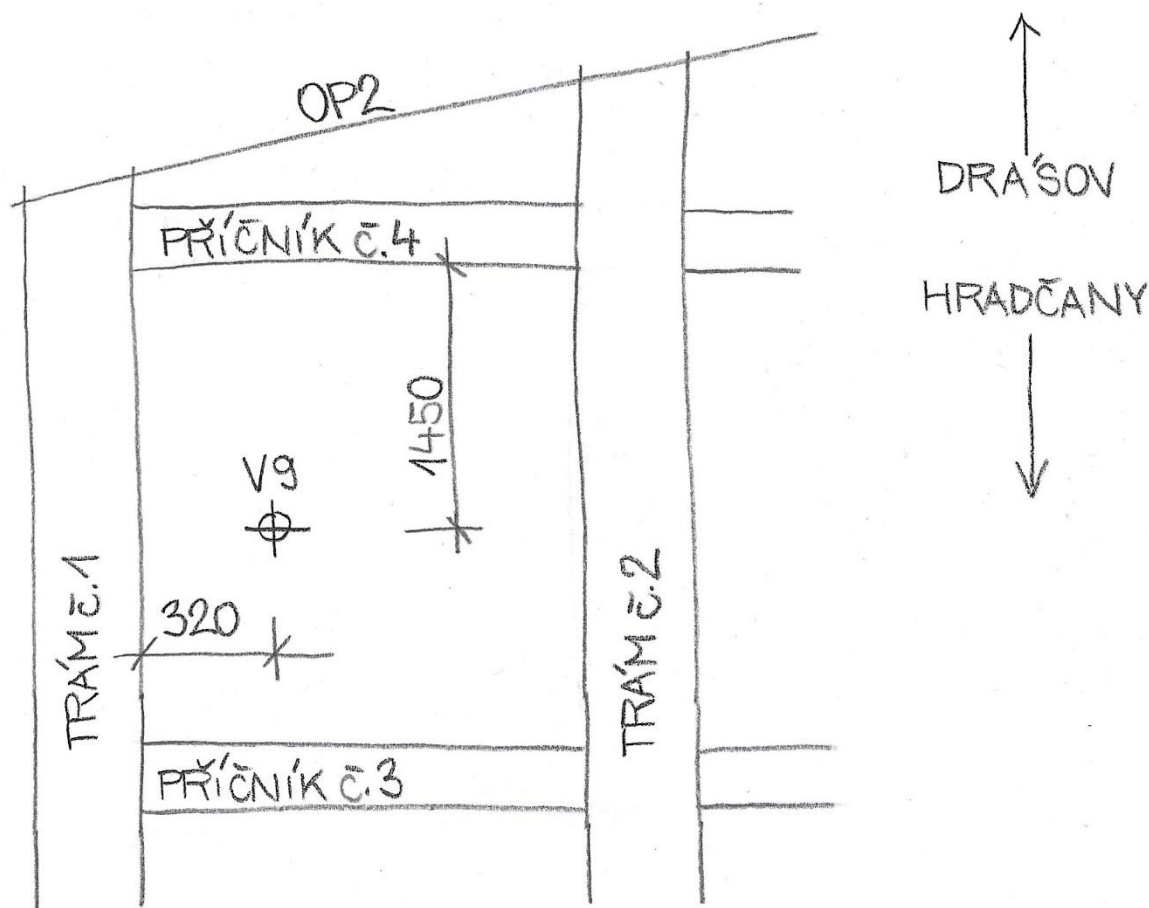
HRADČANY 38525-1

19.-20.10.2024

- V8 - $\phi 50$ mm, PŘEDNÍ STRANA PŘÍČNÍKU Č.4, SCHMIDT Č.56
MEZI TRÁMY Č.1 A Č.2



- V9 - $\phi 50$ mm, MOSTOVKOVÁ DESKA, SCHMIDT X
PODHLÉD MEZI TRÁMY Č.1 A Č.2 A PŘÍČNÍKY Č.3 A Č.4



PŘÍLOHA č. 7: Popis odebraných jádrových vývrtů

Tabulka 34: Přehled vlastností jádrových vývrtů

Označení vývrtu	Průměr vývrtu [mm]	Délka vývrtu [mm]	Druh a tloušťka materiálu [mm]	Kvalita	Průměr pórů [mm]	Druh kameniva	Max. průměr kameniva [mm]	Křivka zrnitosti	Hloubka karbonátace [mm]
V1	94	360	CB, 360	do 200mm hutný potom kaverny	4, dále kaverny až 35	těžené	jedno zrno 70, jinak 30	velmi špatná	0-10
V2	94	360	CB, 360	hutný, trhlina v hloubce 160mm	3	těžené	40	špatná	15-50
V3	94	250	CM, 2 CB, 250	soudržná, hutný	3 hojně	těžené	18	průměrná	>30
V4	94	370	CM, 2 CB, 370	soudržná, hutný	3 hojně, 10 místy	těžené	23	průměrná	15-25
V5	94	400	CM, 2-7 CB, 395	soudržná, hutný do 170mm, pak kaverny	4, dále kaverny až 80	těžené	jedno zrno 70, jinak 30	velmi špatná	15-35
V6	49	250	CM, 3 CB, 250	soudržná, hutný	3	těžené	25	nadprůměrná	10-25
V7	49	210	CM, 2 CB, 210	soudržná, hutný	2	těžené	18	nadprůměrná	20-35
V8	49	75	CM, 2 CB, 75	soudržná, hutný	3	těžené	30	průměrná	35-40
V9	49	140 (+50)	CB,140 (50mm chybí)	pórezní	4	těžené	14	průměrná	>50

PŘÍLOHA č. 8: Vyhodnocení tvrdoměrného měření na jednotlivých částech konstrukce

Tabulka 15: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na dřících opěr

DŘÍKY OPĚR		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
1	$\alpha \rightarrow$	50	46	49	48	52	50	50	53	45	51	49		
	f_{be} [MPa]	59	52	57	55	63	59	59	65	50	61	58	46	70
2	$\alpha \rightarrow$	58	53	57	55	55	55	59	57	59	53	56		
	f_{be} [MPa]	69	65	69	69	69	69	69	69	69	65	68	55	82
3	$\alpha \rightarrow$	55	55	59	54	51	51	55	55	54	59	55		
	f_{be} [MPa]	69	69	69	67	61	61	69	69	67	69	67	54	80
4	$\alpha \rightarrow$	51	57	45	56	48	55	53	53	47	45	51		
	f_{be} [MPa]	61	69	50	69	55	69	65	65	53	50	61	48	73
5	$\alpha \rightarrow$	51	54	55	48	50	47	53	54	55	49	52		
	f_{be} [MPa]	61	67	69	55	59	53	65	67	69	57	62	50	75
6	$\alpha \rightarrow$	56	57	57	55	52	54	49	56	49	53	54		
	f_{be} [MPa]	69	69	69	69	63	67	57	69	57	65	65	52	78
7	$\alpha \rightarrow$	44	50	50	51	46	50	51	52	44	46	48		
	f_{be} [MPa]	48	59	59	61	52	59	61	63	48	52	56	45	67
8	$\alpha \rightarrow$	56	42	48	44	51	50	54	50	52	50	50		
	f_{be} [MPa]	69	44	55	48	61	59	67	59	63	59	58	47	70
9	$\alpha \rightarrow$	52	50	54	54	55	44	55	52	56	51	52		
	f_{be} [MPa]	63	59	67	67	69	48	69	63	69	61	64	51	76
10	$\alpha \rightarrow$	43	44	41	51	43	44	50	51	50	49	47		
	f_{be} [MPa]	46	48	42	61	46	48	59	61	59	57	53	42	63
11	$\alpha \rightarrow$	48	48	47	56	57	56	56	57	58	55	54		
	f_{be} [MPa]	55	55	53	69	69	69	69	69	69	69	65	52	78
12	$\alpha \rightarrow$	50	56	56	56	54	50	58	58	54	56	55		
	f_{be} [MPa]	59	69	69	69	69	59	69	69	67	69	67	53	80

Tabulka 35: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na úložných prazích

ÚLOŽNÉ PRAHY OPĚR		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
13	$\alpha \rightarrow$	38	39	41	42	44	41	40	41	44	38	41		
	f_{be} [MPa]	37	39	42	44	48	42	41	42	48	37	42	34	50
14	$\alpha \rightarrow$	56	46	52	50	54	42	51	52	43	47	49		
	f_{be} [MPa]	69	52	63	59	67	44	61	63	46	53	58	46	69
15	$\alpha \rightarrow$	42	45	42	40	51	46	40	48	46	41	44		
	f_{be} [MPa]	44	50	44	41	61	52	41	55	52	42	48	39	58
16	$\alpha \rightarrow$	40	42	46	39	42	45	37	51	37	34	41		
	f_{be} [MPa]	41	44	52	39	44	50	35	61	35	30	43	34	52
17	$\alpha \rightarrow$	42	45	47	42	42	44	46	42	48	44	44		
	f_{be} [MPa]	44	50	53	44	44	48	52	44	55	48	48	39	58

ÚLOŽNÉ PRAHY OPĚR		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
18	$\alpha \rightarrow$	44	43	47	50	44	37	41	35	43	41	43		
	f_{be} [MPa]	48	46	53	59	48	35	42	32	46	42	45	36	54
19	$\alpha \rightarrow$	42	40	39	42	43	41	36	44	38	42	41		
	f_{be} [MPa]	44	41	39	44	46	42	33	48	37	44	42	33	50
20	$\alpha \rightarrow$	46	47	48	45	47	48	44	48	50	48	47		
	f_{be} [MPa]	52	53	55	50	53	55	48	55	59	55	54	43	64
21	$\alpha \rightarrow$	44	43	42	42	48	44	40	49	44	47	44		
	f_{be} [MPa]	48	46	44	44	55	48	41	57	48	53	48	39	58
22	$\alpha \rightarrow$	44	46	44	43	48	42	45	40	42	41	44		
	f_{be} [MPa]	48	52	48	46	55	44	50	41	44	42	47	38	56
23	$\alpha \rightarrow$	43	47	46	40	42	42	40	39	38	40	42		
	f_{be} [MPa]	46	53	52	41	44	44	41	39	37	41	44	35	53
24	$\alpha \rightarrow$	44	46	44	44	46	48	44	50	46	42	45		
	f_{be} [MPa]	48	52	48	48	52	55	48	59	52	44	51	40	61

Tabulka 36: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na mostních křídlech

MOSTNÍ KŘÍDLA OPĚR		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
25	$\alpha \rightarrow$	38	39	42	43	39	44	45	38	43	36	41		
	f_{be} [MPa]	37	39	44	46	39	48	50	37	46	33	42	34	50
26	$\alpha \rightarrow$	45	49	42	40	49	39	47	43	43	38	44		
	f_{be} [MPa]	50	57	44	41	57	39	53	46	46	37	47	38	56
27	$\alpha \rightarrow$	54	53	48	55	48	52	49	53	49	55	52		
	f_{be} [MPa]	67	65	55	69	55	63	57	65	57	69	62	50	75
28	$\alpha \rightarrow$	55	55	53	48	47	53	53	55	53	56	53		
	f_{be} [MPa]	69	69	65	55	53	65	65	69	65	69	64	52	77
29	$\alpha \rightarrow$	56	58	53	55	51	54	48	54	50	53	53		
	f_{be} [MPa]	69	69	65	69	61	67	55	67	59	65	65	52	78
30	$\alpha \rightarrow$	32	30	40	35	31	38	40	43	31	40	36		
	f_{be} [MPa]	27	24	41	32	25	37	41	46	25	41	34	27	41
31	$\alpha \rightarrow$	51	50	51	48	50	48	52	49	50	50	50		
	f_{be} [MPa]	61	59	61	55	59	55	63	57	59	59	59	47	71
32	$\alpha \rightarrow$	48	49	46	52	54	51	51	50	49	48	50		
	f_{be} [MPa]	55	57	52	63	67	61	61	59	57	55	59	47	70

Tabulka 37: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na NK – podélných trámech

NK - PODÉLNÉ TRÁMY		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
33	α →	38	38	41	36	42	36	40	42	41	42	40		
	f_{be} [MPa]	37	37	42	33	44	33	41	44	42	44	40	32	48
34	α →	44	38	37	36	45	37	39	38	40	40	39		
	f_{be} [MPa]	48	37	35	33	50	35	39	37	41	41	40	32	48
35	α →	43	41	45	41	50	47	44	46	49	45	45		
	f_{be} [MPa]	46	42	50	42	59	53	48	52	57	50	50	40	60
36	α →	40	41	35	42	37	38	40	43	40	35	39		
	f_{be} [MPa]	41	42	32	44	35	37	41	46	41	32	39	31	47
37	α →	50	52	52	46	52	48	51	50	52	45	50		
	f_{be} [MPa]	59	63	63	52	63	55	61	59	63	50	59	47	71
38	α →	46	46	47	50	50	51	50	47	48	43	48		
	f_{be} [MPa]	52	52	53	59	59	61	59	53	55	46	55	44	66
39	α →	44	40	40	36	40	44	46	40	43	40	41		
	f_{be} [MPa]	48	41	41	33	41	48	52	41	46	41	43	35	52
40	α →	36	37	37	35	40	38	32	33	32	38	36		
	f_{be} [MPa]	33	35	35	32	41	37	27	28	27	37	33	27	40
41	α →	46	52	50	46	46	51	53	46	48	51	49		
	f_{be} [MPa]	52	63	59	52	52	61	65	52	55	61	57	46	69
42	α →	44	42	44	44	50	46	46	44	40	43	44		
	f_{be} [MPa]	48	44	48	48	59	52	52	48	41	46	49	39	58
43	α ↑	40	38	38	37	39	39	42	44	38	37	39		
	f_{be} [MPa]	34	30	30	28	32	32	37	41	30	28	32	26	39
44	α →	46	44	47	40	44	46	46	46	39	46	44		
	f_{be} [MPa]	52	48	53	41	48	52	52	52	39	52	49	39	59

Tabulka 38: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na NK – příčnicích

NK - PŘÍČNÍKY		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
45	α →	38	36	36	40	42	41	40	40	41	42	40		
	f_{be} [MPa]	37	33	33	41	44	42	41	41	42	44	40	32	48
46	α ↑	49	36	40	51	37	49	46	44	52	50	45		
	f_{be} [MPa]	51	26	34	54	28	51	45	41	56	52	44	35	53
47	α →	45	46	44	44	43	44	42	42	46	47	44		
	f_{be} [MPa]	50	52	48	48	46	48	44	44	52	53	49	39	58
48	α →	47	43	46	43	51	45	42	42	39	40	44		
	f_{be} [MPa]	53	46	52	46	61	50	44	44	39	41	48	38	57
49	α →	52	45	44	49	47	48	44	48	47	47	47		
	f_{be} [MPa]	63	50	48	57	53	55	48	55	53	53	54	43	64
50	α →	47	49	43	48	44	46	53	47	46	43	47		
	f_{be} [MPa]	53	57	46	55	48	52	65	53	52	46	53	42	63

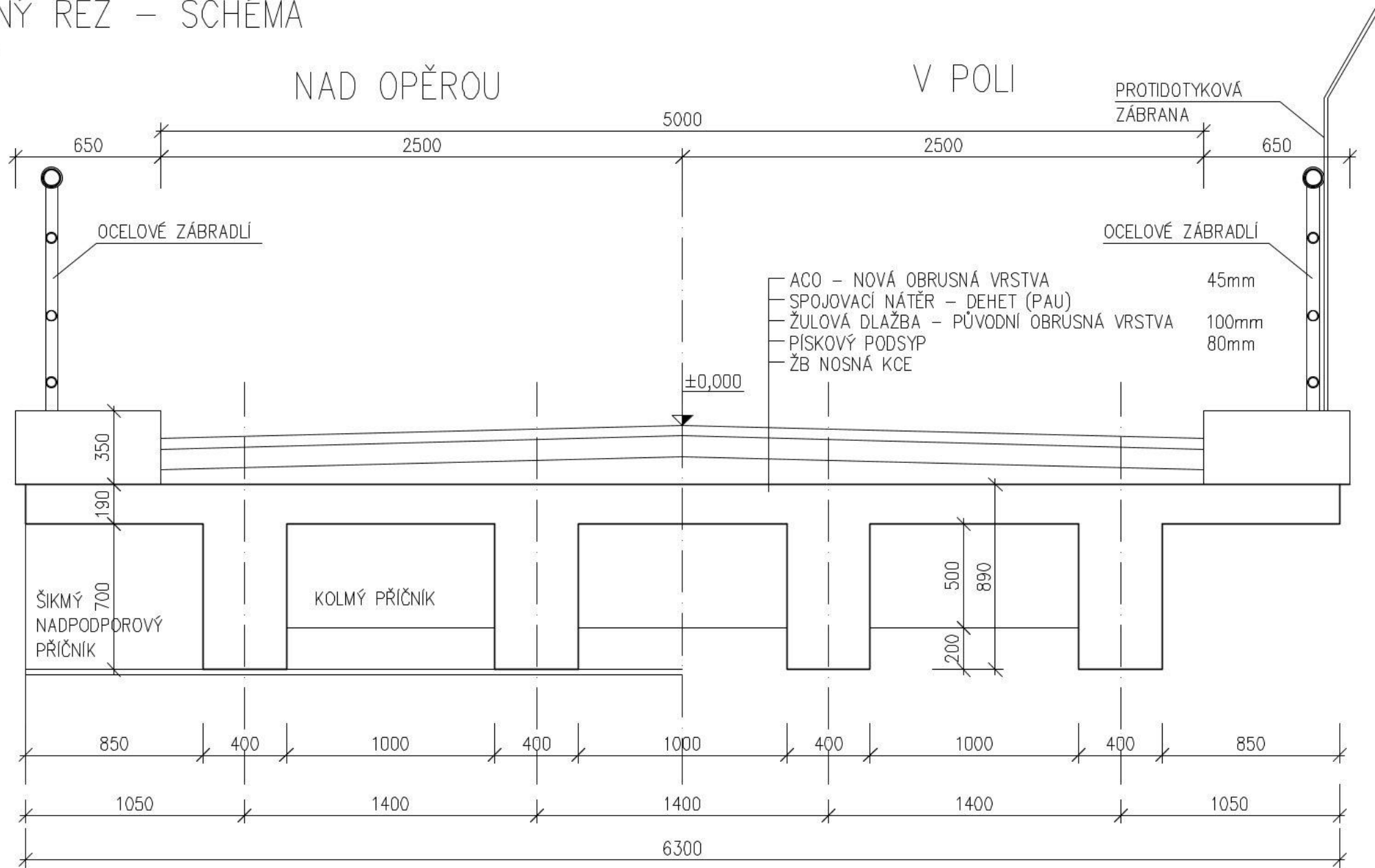
NK - PŘÍČNÍKY		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
51	α →	41	41	38	42	40	42	42	37	38	36	40		
	f_{be} [MPa]	42	42	37	44	41	44	44	35	37	33	40	32	48
52	α →	36	46	47	45	42	50	46	41	39	43	44		
	f_{be} [MPa]	33	52	53	50	44	59	52	42	39	46	47	38	56
53	α ↑	39	42	39	42	40	37	32	35	41	35	38		
	f_{be} [MPa]	32	37	32	37	34	28	20	25	35	25	31	24	37
54	α →	46	41	44	52	54	37	37	47	41	46	45		
	f_{be} [MPa]	52	42	48	63	67	35	35	53	42	52	49	39	59
55	α →	36	41	37	35	43	41	40	44	46	38	40		
	f_{be} [MPa]	33	42	35	32	46	42	41	48	52	37	41	33	49
56	α →	46	50	41	43	45	45	48	44	42	46	45		
	f_{be} [MPa]	52	59	42	46	50	50	55	48	44	52	50	40	60

Tabulka 39: Tabulka vyhodnocení tvrdoměrného měření na NK - desce

NK - DESKA		"1"	"2"	"3"	"4"	"5"	"6"	"7"	"8"	"9"	"10"	PRŮMĚR	DOLNÍ MEZ	HORNÍ MEZ
57	α ↑	47	51	51	43	41	53	48	52	48	40	47		
	f_{be} [MPa]	47	54	54	39	35	58	49	56	49	34	48	38	57
58	α ↑	41	42	41	39	42	43	48	41	44	50	43		
	f_{be} [MPa]	35	37	35	32	37	39	49	35	41	52	39	31	47
59	α ↑	37	38	43	37	37	34	30	39	35	33	36		
	f_{be} [MPa]	28	30	37	28	28	23	17	32	25	21	27	22	32
60	α ↑	29	37	37	32	30	32	41	34	34	33	34		
	f_{be} [MPa]	15	28	28	20	17	20	35	23	23	21	23	18	28
61	α ↑	49	44	40	40	42	52	47	40	42	46	44		
	f_{be} [MPa]	51	41	34	34	37	56	47	34	37	45	42	33	50
62	α ↑	40	54	44	40	44	43	43	44	50	40	44		
	f_{be} [MPa]	34	60	41	34	41	39	39	41	52	34	42	33	50
63	α ↑	29	25	33	32	30	31	29	31	33	30	30		
	f_{be} [MPa]	15	-	21	20	17	18	15	18	21	17	18	14	22
64	α ↑	31	32	32	33	32	30	32	31	30	33	32		
	f_{be} [MPa]	18	20	20	21	20	17	20	18	17	21	19	15	23
65	α ↑	33	30	34	34	30	29	28	28	30	30	31		
	f_{be} [MPa]	21	17	23	23	17	15	14	14	17	17	18	14	21
66	α ↑	40	36	41	46	42	40	38	36	34	41	39		
	f_{be} [MPa]	34	26	35	45	37	34	30	26	23	35	33	26	39
67	α ↑	42	40	46	38	37	43	37	39	40	36	40		
	f_{be} [MPa]	37	34	45	30	28	39	28	32	34	26	33	27	40
68	α ↑	38	37	39	41	44	40	38	42	41	40	40		
	f_{be} [MPa]	30	28	32	35	41	34	30	37	35	34	34	27	40

PŘÍČNÝ ŘEZ – SCHÉMA

M=1:25



JANA JUŘENOVÁ

PŮDORYSNÉ SCHÉMA MOSTU
M=1:50

