

PŘÍLOHA 1

ZHODNOCENÍ DOPOSUD PROVEDENÝCH PRACÍ A POSUDKŮ
K PAMÁTKOVĚ CHRÁNĚNÉMU ŽELEZNIČNÍHO MOSTU V EV. KM 3,706
POD VYŠEHRADEM ZA ÚČASTI ZAHRANIČNÍHO EXPERTA

**Railway Bridge „Pod Vyšehradem“ in Prague –
Preservation of the existing bridge: Assessment and
feasibility study for the restoration**

Prof. Brühwiler

Prof. Dr. Eugen Brühwiler, Structural Engineer dipl. ETH / IABSE

Professor of Structural Engineering at the Swiss Federal Institute of Technology (EPFL) in Lausanne, Switzerland

Vyšehradem «Railway Bridge» in Prague – Preservation of the existing bridge: Assessment and feasibility study for the restoration



Photo taken on 21st February 2019

Report No. E19-02/01

Client: Klokner Institute, Prof. Jiri Kolisko, Ph.D. Director CTU in Prague Solínova 7, 16608 Prague 6, Czech Republic, Email: Jiri.Kolisko@cvut.cz

Consultant: Prof. Dr Eugen Brühwiler¹, Structural Engineer dipl. ETH / IABSE, Bridging Consultant, Route du Bon 3, CH-1167 Lussy-sur-Morges, Switzerland, Email: eugen.bruehwiler@epfl.ch

Date: 1 July 2019

This report comprises 21 pages.

¹ Eugen Brühwiler is a professor of structural engineering at EPFL (Swiss Federal Institute of Technology) since 1995. From 1991 to 1994, he was bridge engineer with the Swiss Railways, responsible for riveted steel bridges. His teaching and research activities include modern engineering methods for the examination of structural and fatigue safety of bridges as well as the UHPFRC Technology for enhancement of structures. E.B. significantly contributed to the elaboration of the Swiss Standard SIA269 for the engineering of existing structures. As an expert for the Swiss heritage authorities, he is often involved in the examination and restoration of bridges and buildings of high cultural value, including riveted steel structures.

Table of Contents

Summary	2
1. Motivation and objectives.....	3
2. Historic background and cultural values	4
2.1. Historic context	4
2.2. Patrimonial values	4
3. Requirements for preservation and future use of the bridge.....	5
4. Documentation and approach	5
5. Technical performance of the existing bridge structure.....	7
5.1. Main structural characteristics.....	7
5.2 Characteristics of past and future railway traffic	8
5.3 Investigations of SUDOP Praha engineers and Klokner Institute	8
5.4 Current condition of the bridge	9
5.5 Verification of structural safety (ULS Type 2).....	9
5.6 Verification of the fatigue safety (ULS Type 4).....	12
5.7 Evaluation of serviceability based on deflection measurements.....	14
6. Intervention concept for the restoration	15
6.1. Conceptual idea and basic requirements.....	15
6.2. Repair and corrosion protection of the riveted steel structure	16
6.3. Renewal of the rail-track by a fixed slab in UHPFRC	16
6.4 Rehabilitation of piers and abutments in natural stone masonry	18
7. Conclusions and Recommendations	18
Epilogue : Construction of a new bridge for the third railway line	19

Summary

The “Railway Bridge” over the Vltava River connecting Výtoň and Smíchov in Prague carries two rail-tracks and consists of a riveted steel structure, built in 1901, resting on two masonry piers in the river and abutments in natural stone masonry. After more than 117 years of service, the riveted steel structure is currently in bad visual condition. Since the railway service will increase in the future, the technical performance of the “Railway Bridge” needs to be assessed.

The «Railway Bridge» is a protected heritage structure and belongs to the perimeter of the UNESCO World Heritage Site of the historic center of Prague. For this reason, the «Railway Bridge» should be preserved.

The present expertise has the objective to evaluate the technical performance of the «Railway Bridge» based on information, data and investigations as provided by the Klokner Institute, SUDOP engineers as well as own investigations and benchmarking with similar cases of bridges, in particular in Switzerland.

The main conclusion of this expertise is that preservation of the existing «Railway Bridge» is technically feasible while respecting current code provisions and allowing for a long future service duration:

- The structural and fatigue safety is verified for Line Class Model D4 (and tentatively also for UIC71 Load Model) provided that the riveted steel structure, in particular the structural members showing severe corrosion damage, are restored and maintained in the future. Doubts regarding insufficient remaining fatigue duration are not justified.
- The existing riveted structure has sufficient structural capacity in order to carry future train traffic including higher trainloads and higher train frequencies. However, critical zones with severe corrosion damage must be restored, and new corrosion protection painting is indispensable.

Based on these conclusions, it is recommended to estimate and update the cost for the restoration project, in particular for repair of damaged structural members (without calling for replacement of entire structural members), application of a new corrosion coating on the steel structure and the renewal of the rail-track supporting system by installing a new fixed rail-track.

1. Motivation and objectives

The railway bridge over the Vltava River connecting Výtoň and Smíchov in Prague is commonly called the «Railway Bridge». This bridge carries two rail-tracks and consists of a riveted steel structure, built in 1901, resting on two masonry piers in the river and abutments in natural stone masonry. After more than 117 years of service, the riveted steel structure is currently in bad visual condition.

The owner of the «Railway Bridge» is SŽDC (Správa železniční dopravní cesty), the national Railway Infrastructure Administration of the Czech Republic. Railway service will increase in the future, and it is was recently decided to add a third railway line at this river crossing location.

The «Railway Bridge» is a protected heritage structure and belongs to the perimeter of the UNESCO World Heritage Site of the historic center of Prague. For this reason, the «Railway Bridge» should be preserved.



Photo showing the “Railway Bridge”, downloaded from the internet.

Consequently, there is a need to investigate in detail the actual condition and the carrying capacity of the bridge in view of future train service. The SUDOP Engineering Company and the Klokner Institute have already assessed the condition and structural safety of the riveted steel structure. The main finding of these studies is that the existing bridge can be repaired and strengthened to comply with code requirements. The estimated cost is however exorbitant such that the replacement by a replica structure was recommended. This recommendation led to some uneasiness, in particular among persons defending patrimonial values.

Subsequently, the author of this report was mandated to investigate and evaluate the preservation of the «Railway Bridge», including the following tasks:

- 1) review of the reports established by the SUDOP company and the Klokner Institute regarding the current bridge condition, the calculated structural and fatigue safety of the riveted steel structure as well as the proposed remedial measures
- 2) comparison and benchmarking with similar cases of riveted steel railway bridges (in Switzerland)
- 3) proposal of an intervention concept with the objective to maintain the original bridge structure as far as possible, considering economic aspects and a long future service duration for future railway service.

The author of this report met the responsible persons involved in this project at meetings at the Klokner Institute on 21st of February 2019 and at the SŽDC Offices on 22nd of February. A site visit of the bridge took place in the afternoon of February 21st. During these meetings, the author presented preliminary results of his investigations. The present report comprises the results from the assessment of current bridge condition and the feasibility study for the restoration of the bridge.

2. Historic background and cultural values

2.1. Historic context

The «Railway Bridge» over the Vltava River in Prague is part of the railway lines that were built in the late 1860ies and early 1870ies during a period of economic boom. A first bridge was built and put in operation in 1874. It was a single track railway bridge in riveted steel construction.

The first bridge was replaced in 1901 by the present double track «Railway Bridge» designed by the engineer František Prášil (1866-1925). The construction plans are signed by “Brüder Prášil & Co.”.

František Prášil also was the designer of two further significant heritage structures in Prague: the 64m high Petřín Lookout Tower (1891) and the Industrial Palace at Výstaviště (1891).

2.2. Patrimonial values

The patrimonial values may be described according to four domains as follows:

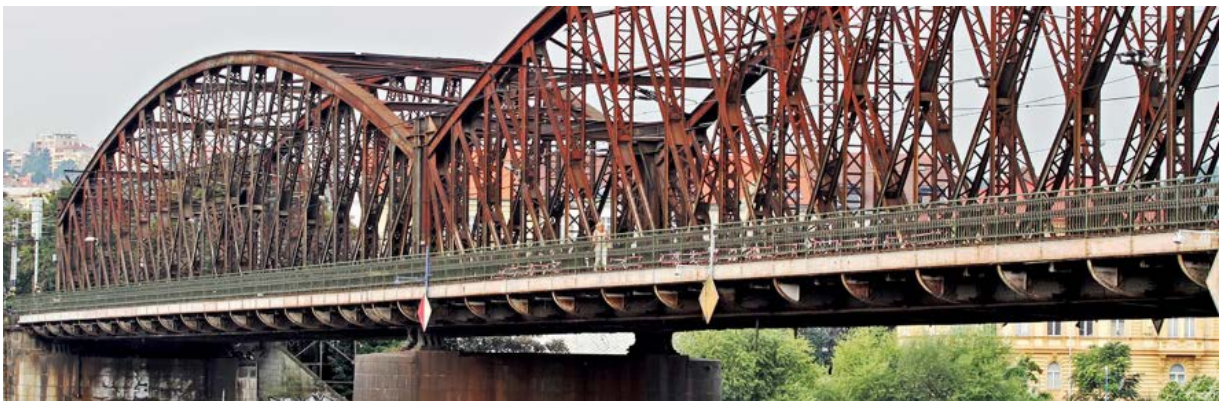
Historic value: The parabolic lattice girder structure is typical for riveted steel bridge construction during the era of riveted steel construction (from 1850 to 1950). When the bridge was built at the turn from the 18th to the 19th Century, riveted structures were optimized and made already their proof of high engineering efficiency. The «Railway Bridge» is an important reference in the work of engineer František Prášil who is famous and the most important reference in Prague (and probably also in Czech Republic) for riveted steel structures.

Aesthetics: The appearance of the bridge convinces by the rhythm drawn by the parabolas of the three consecutive girders over the Vltava River as well as by the transparency of the filigree lattice girder itself. The arrangement of diagonals and posts between the upper flange in parabolic shape and the lower flange comprising the railway deck explicitly expresses the flow of forces in the structure.

The bridge structure is the result of purely technical requirements to carry the heavy trainloads. The interrelation of the light steel structure with the massive river piers and abutments in natural stone masonry provides visual stability by its contrast and enhances the visual lightness of the steel structure making the riveted construction look filigree and bold. The riveted details, in particular the complex joints between the diagonals and the flanges provide a characteristic expression.

The adding of lateral footbridges on both sides of the bridge, built as closely following repetitive cantilevering corbel linked by an edge girder and a filigree railing is pragmatic and logic since it is detailed in the same logic of lightweight construction as the railway bridge itself. The footbridges provide an additional asset to the bridge.

The bridge's slenderness and transparency visualize technical efficiency, timeless and with a strong and undeniable reference to the era when the bridge was built.



Filigree lattice girder of the “Railway Bridge”, Photo downloaded from the internet

Relation to the surroundings: The «Railway Bridge» stands as one of the river crossings at a well visible place within the inner town of Prague. The sober but dynamic swung line of the three consecutive single span structures stands in a pleasant contrast to the urban landscape. The «Railway Bridge» is often shown on photos with the Prague Castle in the background.

Socio-cultural value: The «Railway Bridge» is well accepted by the population of Prague. This is also because of its easy accessibility by the lateral pedestrian bridge parts. The bridge is a popular object and reference for individuals. It serves as photo setting for special occasions like weddings.

Overall, very high cultural values must be attributed to the «Railway Bridge». It may be considered as a monument of the art of structural engineering in the context of construction of railway lines in Europe and in Czech Republic in particular. The «Railway Bridge» is an important witness of the era when it was built and it is certainly among the most important remaining riveted steel structures in Czech Republic. It is also used as an “image” of Prague.

3. Requirements for preservation and future use of the bridge

The technical requirements for the preservation of the existing bridge include:

- Two rail-tracks for future railway traffic loading described by Line Class D4 (and possibly UIC Load Model 71) including an increase in the number of train passages. Currently and in the past, Line Class C3 was and still is applied for railway line operation.
- The distance between the two railways is 3.8m, which respects code provisions.
- Pedestrian bridge cantilevering on both sides of the railway structure is maintained, also the existing width of walking surface.
- The future service duration of the bridge is as long as usually stipulated for a new bridge, i.e. 100 years.
- Lowest construction and user costs (i.e. minimal rail traffic restriction) during rehabilitation intervention must be respected.
- The proportionality (i.e. cost – benefice balance) of future interventions for the maintenance of the bridge shall be evaluated.

The requirements regarding patrimonial values include:

- the preservation of the riveted steel structure, in particular the main parabolic lattice girder structure, in its original condition.
- original construction and building materials, including structural details, shall be preserved as far as reasonably possible. If needed, singular rivets may be replaced by bolts. For repair, new steel plates may be added to restore severely corroded local zones.
- Interventions to modify and strengthen the rail-track system are acceptable if done in a discrete and non-invasive way, without notable modification of the bridge appearance.

4. Documentation and approach

The following project related documentation was available for the present study:

- Documents established in 2018 by SUDOP Praha structural engineers: Recalculation of riveted structure, static and dynamic load test (monitoring), material tests, construction plans for strengthening interventions

- Expert Report “Assessment of the performance and diagnosis of the Vyšehrad bridge” by the Klokner Institute, dated 14 November 2018
- Expert Report by Prof. Josef Vičan and coworkers, dated August 2018
- Construction plans from 1900 for the bridge construction and from 1969 for modifications of the steel structure.
- Research reports on “Advanced methods for assessment of deteriorated steel structures” as part of European COST action in 2016.

In addition, current codes for railway bridges and literature, in particular related to riveted steel structures, were used in the present study.

The following paradigm is basic for the approach applied in the present investigation: “Any existing structure can technically be rehabilitated, strengthened and modified to comply with the requirements of its future use. The task of the structural engineer is to show how this is possible to the lowest cost and in particular, whether the preservation of an existing structure is proportionate from the viewpoint of intervention costs, economy and principles of sustainability. A built structure is not a living creature, and thus there is no “end of life” or end of use of a structure because of age or condition.”

The structural engineering community and the construction industry generally not yet apply this paradigm, although it is implemented in current codes related to existing structures, for example, in Eurocode CEN/TC 250 M515 WG2.T1 “Assessment of Existing Structures” and in Switzerland the Standards SIA 269 “Maintenance of existing structures”.

Consequently, principles and rules given in Eurocode CEN/TC 250 M515 WG2.T1 Assessment of Existing Structures (Final Draft for Inquiry: April 2018) and in the Swiss Standard SIA 269 are applied explicitly in the present investigation. Referring to the «Railway Bridge», this includes in particular:

- The verification of fatigue and structural safety is based on results from structural analyses using railway traffic load models given in the relevant code.
- Updating, i.e. the process of supplementing existing knowledge with new information, will be conducted to comply with specific site and traffic conditions.
- The results from calculations are complemented and updated by findings from the structural measurements and monitoring campaign as described the corresponding report by SUDOP.
- All currently available data and information from both measurements and calculations are exploited, and their plausibility is discussed and evaluated.
- In case of intervention to enhance the structural behavior of the existing bridge structure, novel engineering technologies including high performance building materials shall be used if they allow for non-invasive intervention, i.e. without significant increase of the self-weight of the bridge structure and without notable modification of the bridge appearance.
- Requirements of codes and technical conditions shall consider a balanced compliance with economic and cultural requirements from the owner and the public.

This approach has been applied by the author, mandated by the Swiss railway companies and cultural heritage authorities, on several railway bridges in Switzerland.

In the following two chapters, the condition and technical performance of the «Railway Bridge» are assessed (Chapter 5) and methods of intervention are proposed and evaluated for the restoration of the «Railway Bridge» (Chapter 6).

5. Technical performance of the existing bridge structure

5.1. Main structural characteristics

The «Railway Bridge» consists of:

- (1) the river bridge consisting of three consecutive single span and identical parabolic lattice girder structures with a total length of 219m resting on two river piers and two abutments, as well as
- (2) the approach bridge consisting of four consecutive single span full plate girder structures with a total length of 80m followed by a series of masonry arches.

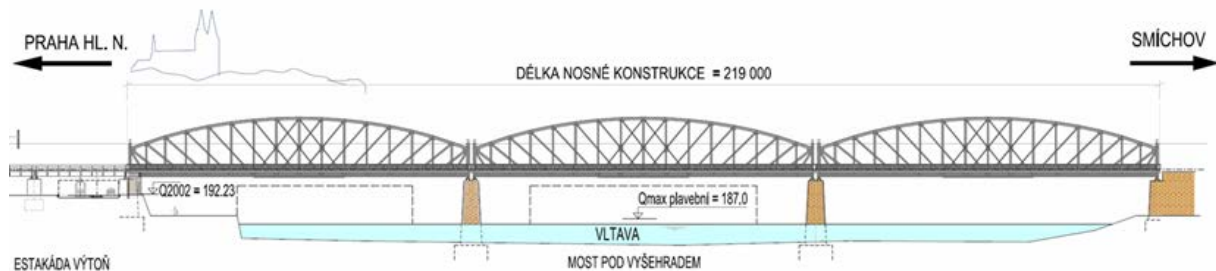


Fig. 5.1: Overview of the Railway Bridge.

The present investigation focuses on the parabolic lattice girder structure as the main part of the «Railway Bridge». The full plate girder steel structures of the approach bridge have not been analyzed, and it is thus implicitly assumed that similar results and findings would be obtained for the riveted structures of the approach spans like for the river bridge.

Regarding the single parabolic lattice girder structure distinction is made throughout the report between :

- the main lattice girder structure as the primary structure and
- the rail-track supporting structure consisting of the beam grillage composed of cross girders and floor beams.

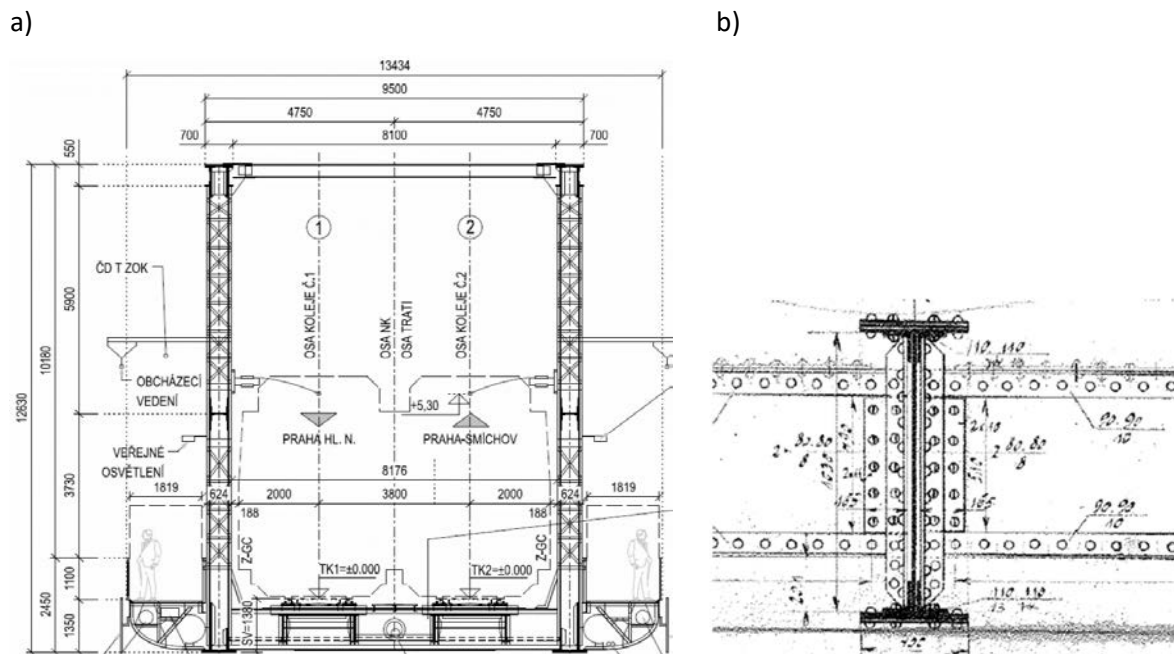


Figure 5.2: a) Cross section at mid-span of the lattice girder with transverse frame and rail-track supporting structure, b) rail-track supporting structure: floor beam to cross girder connection.

Main lattice girder: The main lattice girder structure in riveted steel has a span of 70.0m and is 12.6m high (Fig. 5.2a). It carries two rail-tracks with an axle spacing of 3.8m, which corresponds to today's requirements. The highest stresses in the lattice girder are obtained when both rail-tracks carry traffic loads. Consequently, it may be expected that the structural safety verification at ULS (Ultimate Limit State) of Type 2 (ultimate fracture resistance of structural members) is determinant for the lattice girder. Regarding fatigue, the frequent loading case is when only one rail-track is carrying traffic loads. Due to frame action of the cross section, stresses are distributed from the more loaded lattice girder next to the train load to the second lattice girder, leading to relatively small stresses in the lattice girders. Consequently, it may be expected that the fatigue safety verification at ULS Type 4 (fatigue) is not critical.

Track supporting structure: The beam grillage is composed of cross girders and intermediate floor beams that are arranged between the cross girders. The floor beams are carrying the wooden sleepers with the rails.

Figure 5.2b shows the connection between the built-up floor beam and the cross girder: the web plate of the floor beam is connected by means of two angles to the web plate of the cross girder. The flanges of the floor beam is interrupted. Given that the flanges are not continuous, this induces tensile stresses in the upper half of the rivets of the continuous riveting along the angle connection. Rivets subjected to tensile stresses have low fatigue resistance, and thus, this detail must be considered as fatigue vulnerable. The fact that no fatigue fracture of this detail occurred is an indication that the fatigue stresses in this detail must be small.

Although this structural detail is common in open rail-track systems of riveted railway bridges, this structural detail is also not optimal to resist horizontally acting breaking forces and nosing forces (acting on the rails due to side motion of vehicles), which lead to out-of-plane bending of both the cross girder and the floor beam.

Remarks:

- The riveted structure has bracing to resist against horizontal loading due to wind forces as well as horizontal forces from train loading, i.e., breaking and nosing forces. It is known that the breaking forces to be assumed according to codes are significantly higher than breaking forces measured from real trains, and therefore, the load case of breaking needs special consideration.
- The following interventions were realized on the steel structure: In the year 1970 the upper horizontal wind bracing and the portal bracing were replaced and modified. In 1987, horizontal breaking bracing was added, and some floor beams were strengthened by adding a lamella on top of the flange.

5.2 Characteristics of past and future railway traffic

Trainloads: In the past and at present, the railway service on the «Railway Bridge» is covered by Line Class C3 (with allowable maximum loading of 200kN axle load and 72kN/m' line load). In the future, an increase of service loads may be expected. The next higher Line Class D4 (225kN, 80kN/m') is therefore assumed in the verification of structural and fatigue safety (see Chapters 5.5 and 5.6).

Train frequencies: According to the records, the number of past train passages and the planned train operation in the future leads comprises more than 5 million train passages per track. This has the following consequences for the verification of fatigue safety: Assuming that one train passage produces at least one significant fatigue stress cycle in a fatigue relevant structural member and detail, the fatigue safety has to be verified with respect to the fatigue endurance limit of riveted details.

5.3 Investigations of SUDOP Praha engineers and Klokner Institute

The available documents and reports comprise :

- detailed condition survey with precise determination of section reduction of critical elements and zones due to corrosion.
- material testing to determine resistance values for the two types of steel that were used to build the steel structure. The obtained experimental values correspond to expected values of steel available at the time of bridge construction.
- load testing and monitoring campaign were performed during one week; strain readings due to defined vehicle load passages were used to calibrate the model for structural analysis and to establish dynamic properties. However, the monitoring results were not used to verify the fatigue safety.
- refined “re-calculation” of the riveted steel structure and verification of structural safety at ULS (Type 2) and fatigue safety at FLS (Type 4) with respect to Load Models UIC71 and Line Class C3 was performed using a detailed 3D elastic model for structural analysis.

It may be noted that the available documentation is detailed and valuable, and the structural analysis was rigorously conducted. This shows evidence of the high quality of the investigations undertaken so far.

5.4 Current condition of the bridge

The current condition of the bridge has been recorded in detail (using photographs and drawings) in the corresponding reports by SUDOP:

- The corrosion protection coating is in very bad condition or non-existent. Several localized zones, in particular those where humidity prevails, show significant reduction of cross section. Section losses amount to: 12% for the bottom chord, 7% for the diagonals, 10% for the posts, and 4% for the cross girders and floor beams.
- The open rail-track has resisted to the railway traffic without considerable damage although this type of rail-track is not optimal from a structural viewpoint (see Chapter 5.1) and known to be maintenance intensive.
- The natural stone masonry of the embankments and river piers show usual signs of deterioration, however, limited in extent.

The overall condition of the bridge must be qualified as “bad” and “damaged”. There is an obvious and urgent need for interventions to restore a good condition of the bridge.

5.5 Verification of structural safety (ULS Type 2)

(1) Introductory remarks:

- The bridge is still in service although the riveted steel structure of the bridge shows significant corrosion damage in localized zones, probably for many years already. This means that the structural safety requirements must be fulfilled. The objective is thus to verify sufficient structural safety.
- The objective of ULS Type 2 verification is to show that the safety margin with respect to fracture of structural members subjected to extreme loading conditions is sufficient. At ULS Type 2, the ultimate resistance accounts for plastic deformation capacity of structural members in steel, which in turn, influence sectional forces when localized plastic deformation occurs in critical sections.
- Rail traffic loading is subdivided into loading situations with frequent occurrence, i.e. vertical trainloads including possible dynamic effects, and extreme acting forces due rare events such as extreme nosing and breaking forces or derailment.

The verification of the structural safety at Ultimate Limit State (ULS) Type 2 of the riveted structure is based on two different and independent verifications by means of calculations according to code requirements:

- Verifications conducted by SUDOP Company with results provided in the Report 2E_1_4_012_2 “Re-calculation of the parabolic lattice girder bridge”.
- Verifications conducted at EPFL by Nikolai Martin as part of his Master thesis project (to be submitted on June 21, 2019) under the guidance of the author.

(2) Verifications by SUDOP: assumptions

The railway load models UIC71 (with classification factor $\alpha=1.0$) and for Line Classes C3 and D4 were assumed to calculate sectional forces using an elastic 3D model for structural analysis. Rigid connections of the members of the lattice girder were modeled which leads to significant elastic stresses due to “secondary” bending moments in members zones near nodes.

Both vertical traffic loading and extreme horizontal forces were combined. The load factor for permanent loads of 1.20 was used for the verification. The load factor for traffic loads of 1.30 may be considered as rather optimistic.

Effective cross sectional dimensions of structural members were used to calculate the ultimate resistance of structural members with explicit consideration of cross section loss due to corrosion. The ultimate resistance of structural members is based on an elastic limit stress criterion without considering the deformation capacity of the present steel (as verified by means of material tests, see SUDOP Report 2E_1_4_011_1 “Testing of steel”). On the other hand, a slightly optimistic resistance coefficient of 1.05 was used.

The synthesized results of the verifications are presented in Table 5.1 in terms of percentage of use of the ultimate resistance of the structural members; i.e. “utilized capacity” = design value of action effect divided by the ultimate resistance of the element; i.e. a value higher than 100% means that structural safety is not fulfilled. For comparison with results by EPFL, the degree of compliance $n = 1/\text{“utilized capacity”}$ is also given in Table 5.1.

(3) Verifications by EPFL: assumptions

The verifications by EPFL are based on three important basic assumptions related to the anticipated restoration project:

- Original cross sectional dimensions of structural members were used to calculate ultimate resistance since it was assumed that corrosion damaged sections will be restored.
- Sectional forces in the lattice girders were calculated assuming pin-jointed members, as stipulated in the Swiss Standard SIA 269/3 “Existing steel structures”. This takes into account the significant deformation capacity of steel beyond the elastic limit stress which cancels any secondary bending stresses (due to the partial fixity in particular of diagonals and posts at their ends) at ULS.
- Improvement of the rail-track supporting system is anticipated. The strengthened rail-track supporting system will be designed to resist extreme horizontal nosing and breaking forces. In addition, constructive detail will be provided allowing to keep a derailed train close to the rails.

The railway load model for Line Class D4 was applied to calculate sectional forces using an elastic 3D model for structural analysis. Since the effective dimensions of the structural members have been determined and verified in detail, an updated load factor for permanent loads of 1.10 was used for the verification. Load factor of 1.45 was used for rail traffic loads according to codes.

Calculation method EE (Section Class 3) is in principle used to calculate design values of action effect and resistance but localized plastification of critical cross sections is considered. A resistance coefficient of $\gamma_{M1,updated} = 1.16$ (for sections) and $\gamma_{M2,updated} = 1.38$ (for joints) for the mild steel was applied respecting provisions of the Swiss Standard SIA 269/3.

(4) Results and discussion:

Table 5.1 presents the results in terms of “degree of compliance” for each type of structural member.

The degree of compliance: $n = \frac{R_{d,updated}}{E_{d,updated}}$ expresses structural safety following the Swiss Standard SIA

269 “Maintenance of existing structures”, with $R_{d,updated}$ and $E_{d,updated}$ being respectively the updated design values for resistance and action effect. For $n > 1.0$, the structural safety is fulfilled. In addition, the n -value explicitly indicates quantitative value of reserve or lack in structural resistance.

Table 5.1: Structural safety verification at ULS (Type 2: ultimate resistance): Results obtained by SUDOP using UIC71 Load Model and EPFL using Line Class D4 Load Model for railway loading.

	SUDOP (UIC71)		EPFL (D4)
<u>Structural member</u>	“utilized capacity”	degree of compliance n	degree of compliance n
<u>Lattice Girder</u>			
Upper flange	78%	1.29	1.35
Lower flange	109%	0.92	1.42
Diagonal D7 (mid-span)	85%	1.18	2.08
Diagonal D2 (near support)	101%	0.99	1.16
Posts	117%	0.85	2.17
<u>Track supporting structure</u>			
Cross girder	146%	0.68	1.61
Floor beam	133%	0.75	1.16

Structural safety is not verified according to SUDOP calculations while EPFL results show reserves in structural capacity at ULS (Type 2). This discrepancy may only be explained partly by differences in assumptions applied in the calculations such as:

- Different load model: the UIC71 Load Model is about 11% heavier than Line Class D4 load model used by EPFL.
- Load factor for permanent loads of 1.20 as taken by SUDOP is 9% higher than the updated load factor for permanent loads of 1.10 used by EPFL. On the other hand, lower load factor of 1.30 was applied by SUDOP for rail traffic loads compared to EPFL with 1.45.
- Cross sections reduced up to 12% were considered by SUDOP accounting for loss of sectional dimensions due to corrosion while EPFL assumed restoration of the original cross section.

Actually, assumptions regarding the modeling of the riveted structure and the ultimate resistance of structural members as well as the combination of loads influence the results more significantly:

- Tensile bottom chord of the lattice girder: the structural model by SUDOP considers partial fixity of the diagonals and posts. This induces significant “secondary” moments in the tension chord and in the diagonals and posts. These “secondary” moments lead to high concentrated stresses reaching the yield stress at single locations at extreme fibers of cross sections. Reaching the yield

stress is then taken as the criterion to determine ultimate resistance, i.e. no plastic deformation of cross sections was considered by SUDOP.

However, “secondary moments” and localized stress concentrations disappear when some plastic deformation of the steel is accounted for at the ultimate limit state. Considering plastic deformation provides a significantly higher ultimate resistance of critical cross sections. The material tests revealed significant ductility of the present steel. Consequently, the approach considering plastic deformation has been applied by EPFL.

- Diagonals and posts of the lattice girder: Again, significant “secondary” moments leading to high localized stresses appear due to the structural model by SUDOP while EPFL calculations allow for plastic deformation and thus redistribution of stresses in the diagonals and posts resulting in a lower uniform stress value in the cross sections of these members.
- Cross girder: The combination of vertical loads and breaking forces in the SUDOP calculations leads to significant out-of-plane bending of the cross girders leading to high stresses. The cross girders were not designed to resist high out-of-plane bending due to high breaking forces imposed by codes. Consequently, increasing the stiffness of the rail-track system would reduce or eliminate these out-of-plane bending effect. In the EPFL calculations, modification of the rail-track supporting system according to the proposal in Chapter 6.3 has been anticipated, i.e. cross girders have sufficient ultimate resistance for vertical train loads only. (Remark: The EPFL calculations showed that when neglecting the breaking force, the degree of conformity n increases from 0.74 (for combination of both vertical loads and breaking forces) to 1.69 for vertical loads only.)
- Floor beams: Similarly, combination of vertical loads and horizontally acting lateral nosing forces lead to significant out-of-plane bending and thus to the low degree of conformity calculated by SUDOP. (In addition, load eccentricity of 83mm with respect to the axis of the two floor beams has been assumed, which influences unfavorably calculated stresses.) Again, nosing forces will be taken by the new rail-track supporting system, and the floor beam has sufficient structural resistance.

Overall, the differences in the results between the verifications of SUDOP and EPFL can largely be attributed to basic assumptions. SUDOP considered the original riveted structure to resist against loads and forces as imposed by current codes. EPFL also applied current code provisions but anticipates indispensable improvements of the original structure in view of its future use, i.e. the renewed rail-track supporting system (as described in Chapter 6.3) will allow to largely take the high breaking and nosing forces imposed by codes, thus reducing out-of-plane stresses in the floor beams, cross girders and posts. In addition, the structural model of EPFL assumes redistribution of stresses in nodes and members of the lattice girder taking account of the ductility of the steel at ultimate limit state.

In conclusion, the EPFL results reveal sufficient structural capacity of the riveted steel structure for Line Class D4. The shown degrees of conformity indicate that the riveted structure has sufficient structural capacity to resist even the UIC71 Load Model (which is valid for the design of new bridge structures).

5.6 Verification of the fatigue safety (ULS Type 4)

5.6.1 Approach

The number of trains and axle loads of past and future railway traffic is higher than 5 million as already mentioned in Chapter 5.2. The service duration coupled to the forecast of train frequencies implies necessarily a very high number of fatigue stress cycles. Therefore, it is indispensable to verify that fatigue stresses during the past and future service duration are lower than the fatigue endurance limit. This implies that any fatigue damage calculation (using Palmgren-Miner Rule or other methods) is not relevant.

In the following, the fatigue safety at Fatigue Limit State (FLS) is verified with respect to the fatigue endurance limit using both:

- results from re-calculation using fatigue load models as given by codes
- data from the conducted load testing and monitoring campaign.

It has to be shown that the maximum fatigue stress range due to past and future trainloads is smaller than the stress level describing the fatigue endurance limit. According to codes, the fatigue category for riveted details is 71 or 80 depending on the given riveted detail, and the corresponding fatigue endurance limits are respectively 51MPa and 58MPa.

5.6.2 Calculation of fatigue stresses using load models as given by codes

Remark: It is well known that fatigue stresses calculated using fatigue load models from codes, are significantly higher than effective stresses in the structure. This is explained by the rather pronounced conservatism inherent in load models imposed by codes.

Fatigue loading using UIC71 and Line Class C3 Load Models were applied by both SUDOP and EPFL. The calculated fatigue stress ranges were similar, which indicates that both models applied for structural analysis are similar. The calculated maximum stress ranges in fatigue relevant members (i.e. bottom chord and tensile diagonals of the lattice girder, cross girder, floor beam) were in the range of 45 to 55 MPa. These stress values are close but lower than the fatigue endurance limit of riveted steel details.

5.6.3 Analysis of measurements from load testing and monitoring campaign

Precise determination of fatigue stresses is of utmost importance before any more or less sophisticated method of fatigue damage analysis is conducted. This is because the fatigue duration (number of fatigue cycles) depends on the fatigue stress following a power function (with the power of 5). Consequently, direct in-situ measurement of fatigue relevant stresses is necessary to consolidate fatigue safety verifications and comparison with calculations using fatigue load models from codes.

SUDOP Report 2E_1_4_011_2 “Static and dynamic load tests” (dated 30.7.2017) describes the measurements from load testing and monitoring campaign conducted from May 11, 2017 to May 28, 2017. Strain values using strain gauges have been recorded on fatigue relevant elements of the riveted steel structure and translated into stress values. The stress histories of operating trains have been monitored during 7 days including mostly passenger trains but also single freight trains. Measured stress ranges have been deduced by means of the Rainflow Method to obtain spectra of stress ranges.

The two vehicles used in single and tandem composition for static and dynamic load testing had axle loads of 193kN (axle spacing of 2'000mm) and 188kN (axle spacing of 2'400) according to Figure 5.3. This loading led to stress histories shown in Figure 5.4:

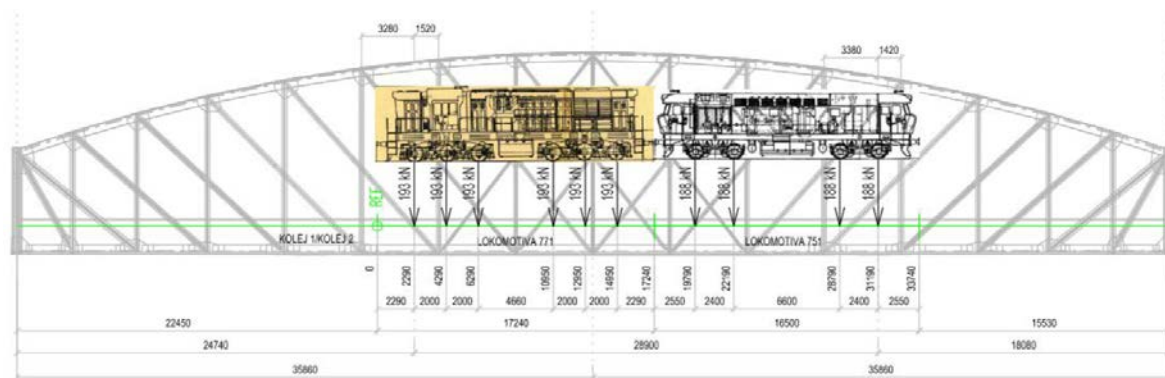
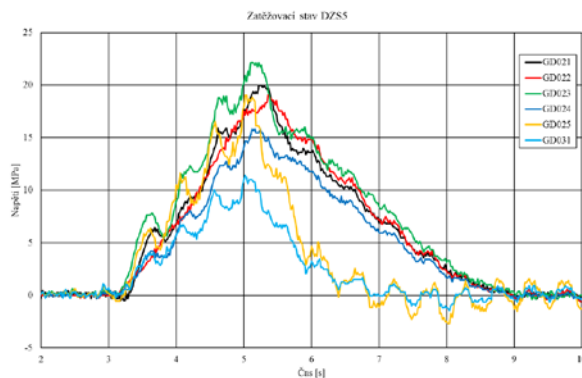


Fig. 5.3: Load testing using two locomotives in tandem composition.

Stress history in the bottom chord:



in the floor beam:

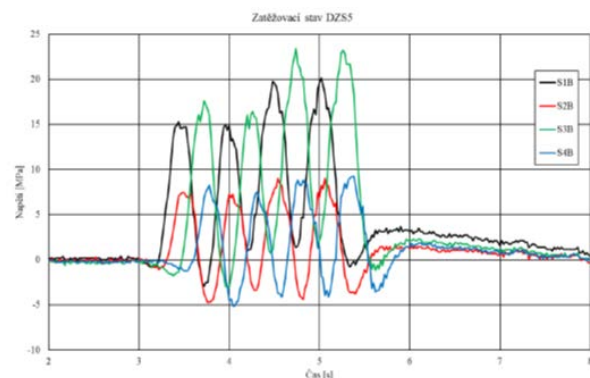


Figure 5.4: Tensile stress histories in the bottom chord of the lattice girder and in one floor beam, due to the passage of tandem vehicles at 60km/h speed (dynamic load case DZS5).

These stress histories provide the following information:

- In the bottom chord, the passage of vehicles in tandem composition produced one significant fatigue relevant stress cycle with a maximum stress range of about 22 MPa. This is typical for members of the main girder of a bridge structure; the number of significant fatigue cycles is equal to the number of trains.
- In the floor beam, each pair of axles of the vehicles produces one significant stress cycle of a maximum stress range of about 23MPa. This is typical for elements of the track supporting structure where each pair of axles induces a fatigue relevant stress cycle.
- There is no notable amplification due to dynamic effects of the maximum static stress value. Anyway, dynamic effects are included in the measured values and need thus no specific consideration.

These measurements give a strong indication that the fatigue stresses in the riveted structure were never higher than the fatigue endurance limit of 51MPa and 58MPa for respectively fatigue categories of 71 and 80.

The spectra of fatigue stress ranges deduced from the monitoring during 7 days on all fatigue relevant members, show single events at stress ranges between 15MPa and 25MPa while most stress ranges were smaller than 15MPa. Although the monitoring campaign was over a short period of only 7 days, it may be reliably deduced that fatigue relevant members of the riveted steel structures never experienced a stress range close to the fatigue endurance limit since it can be excluded that train loads more than 2 times heavier than the monitored ones ever passed over the bridge.

It is known that on lightweight steel structures with regular traffic like in the present case of a riveted railway structure, already short monitoring duration provides reliable results, i.e. longer monitoring duration would not change notably the stress ranges but only increase the number of recorded events of fatigue stress ranges.

Overall, it can be concluded that the riveted structure virtually has no fatigue damage and can therefore be used for a next long service duration and complying with higher train loads (like Line Class D4) provided that good condition of the structure is restored and that bridge maintenance will be performed accordingly.

5.7 Evaluation of serviceability based on deflection measurements

Maximum values of deflection of the main lattice girder due to the locomotives used for load testing on one track are in the range of about 10 to 12mm. For estimation of the serviceability limit state, it

should be assumed that there are simultaneous trainloads on both tracks and that higher trainloads than the measured ones could occur.

Hence, the maximum deflection value under service conditions may be estimated to be 25 to 30mm that corresponds to a deflection to span ratio of about $1 / 2'500$. This value is about 3 times smaller than requirements for deflection according to codes, i.e., $1 / 800$. This reveals and confirms the high stiffness of the riveted steel structure.

In addition, the measured Eigenfrequencies and dynamic modes are in expected ranges and indicate normal structural behavior.

6. Intervention concept for the restoration

6.1. Conceptual idea and basic requirements

Based on the structural performance investigated in Chapter 5, the conceptual idea of the restoration project for the «Railway Bridge» consists in the integral rehabilitation and repair of the existing bridge including the renewal of the rail-track system.

The main technical requirement of utilization is structural capacity allowing for Line Class D4 (or eventually UIC71 Load Model) for unlimited number of trains allowing for modern and unrestricted train service for a long future service life (more than 80 years).

There are four main types of intervention summarized in the following table and discussed hereafter.

<i>Element:</i>	<i>Intervention:</i>	<i>Remarks:</i>
1. Rail-track	Renewal by adding a fixed track in R-UHPFRC or in steel	optional, but highly recommended
2. Riveted steel structure	Repair of severely corroded zones	mandatory, urgent
	Application of new corrosion protection coating	
3. Bearings	Rehabilitation and repair	mandatory
4. Piers and abutments	Rehabilitation of natural stone masonry	mandatory
	Rehabilitation of pier foundations (in the river)	

The costs for these interventions shall be estimated in a next step and compared with costs of the bridge replacement project. Such a cost comparison between variants shall include the evaluation of the proportionality, i.e. the cost – benefit analysis of each variant in terms of construction costs and economy. When evaluating the economic efficiency of these variants, maintenance expenditure in the past and its effect on the current condition of the riveted steel structure needs to be considered accordingly.

In analogy with other similar cases where the existing bridge has been restored (instead of being replaced), it may be expected that the intervention cost for the restoration of the existing “Railway Bridge” may be significantly lower than the cost for integral bridge replacement.

6.2. Repair and corrosion protection of the riveted steel structure

Repair of corrosion damaged riveted steel elements is known since the beginning of riveted steel structures in the 19th Century. Methods, techniques and materials have evolved over the decades. In the present case, in order to repair the corrosion damaged zones, the following methods may be applied:

- In case rivets need to be removed or are missing, they are replaced by bolts. Riveted joints may be strengthened by replacing rivets by post-tensioned bolts.
- Voids between plates and due to corrosion are filled with epoxy resin for sealing, in particular to (1) preclude the ingress of air and moisture which would lead to further corrosion and (2) provide a smooth, level surface on to which a new steel elements can be fitted.
- Interfaces and gaps between plates are sealed with a (single component) polyurethane sealant or mastic.
- Flanges and webs showing localized corrosion damage with significant section reduction or full loss of a part of the section are repaired using cover plates in steel bolted to the element to restore the original section. Sometimes filler or packer plates are needed for adjustments. Alternatively, glued carbon fiber lamellas may provide the same effect as steel plates.

The bridge bearings are in satisfactory condition. New corrosion protection coating of the massive steel parts and maintenance works of the mobile parts is required.

Corrosion protection coating is reinstalled on the overall surface of the steel structure using conventional techniques including:

- 1) sandblasting of the whole steel structure inside a tight tent allowing for complete collection of all residual products,
- 2) disposal of the residual products that most likely contain lead based paint (mineral red), and
- 3) application of several layers of protection coating.

6.3. Renewal of the rail-track by a fixed slab in UHPFRC

In order to achieve a reliable railway system and to prevent disruptions, the rail-track must be robust and in good condition. Also, limiting rail-track maintenance is important. Preventing corrosion protection maintenance is another important aspect. The traditional deck design consisting of cross girders and two longitudinal floor beams with bridge sleepers on top of them is known to require a lot of track maintenance; it also produces significant noise.

Consequently, in view of a long future service duration, it is recommended to complement the present open rail-track system with a fixed track. The main reason for this recommendation is that the current joint detail between the cross girder and the floor beam is not optimally designed for fatigue loading. In addition, the new fixed track system may provide noise reduction that is likely to become an additional requirement in the future.

Fixed track systems are relatively light and less invasive. Several fixed track systems made their proof in the railway domain. In the present case, it is proposed to use the “Edilon Track System” for continuous embedment of the rails (using Corkelast) in a channel-like trough (Fig. 6.1a). This trough is built in R-UHPFRC (UHPFRC incorporating steel reinforcement bars and post-tensioning strands) or in welded steel construction to limit self-weight. The Edilon Track System has the main advantage that the elevation of the rail can be kept almost unchanged such that no, often costly, corrections due to higher rail-track positions are necessary. In addition, the support structure is relatively light such that the increase in self-weight of the structure is small and within the reserves of structural resistance.

The new decks is continuous over the cross girders and therefore strengthens the floor beams at their connections with the cross girders (Fig. 6.1b-d). This reduces stresses at the connections, and thus, the fatigue issue at the connection between floor beam and cross girder is decisively mitigated.

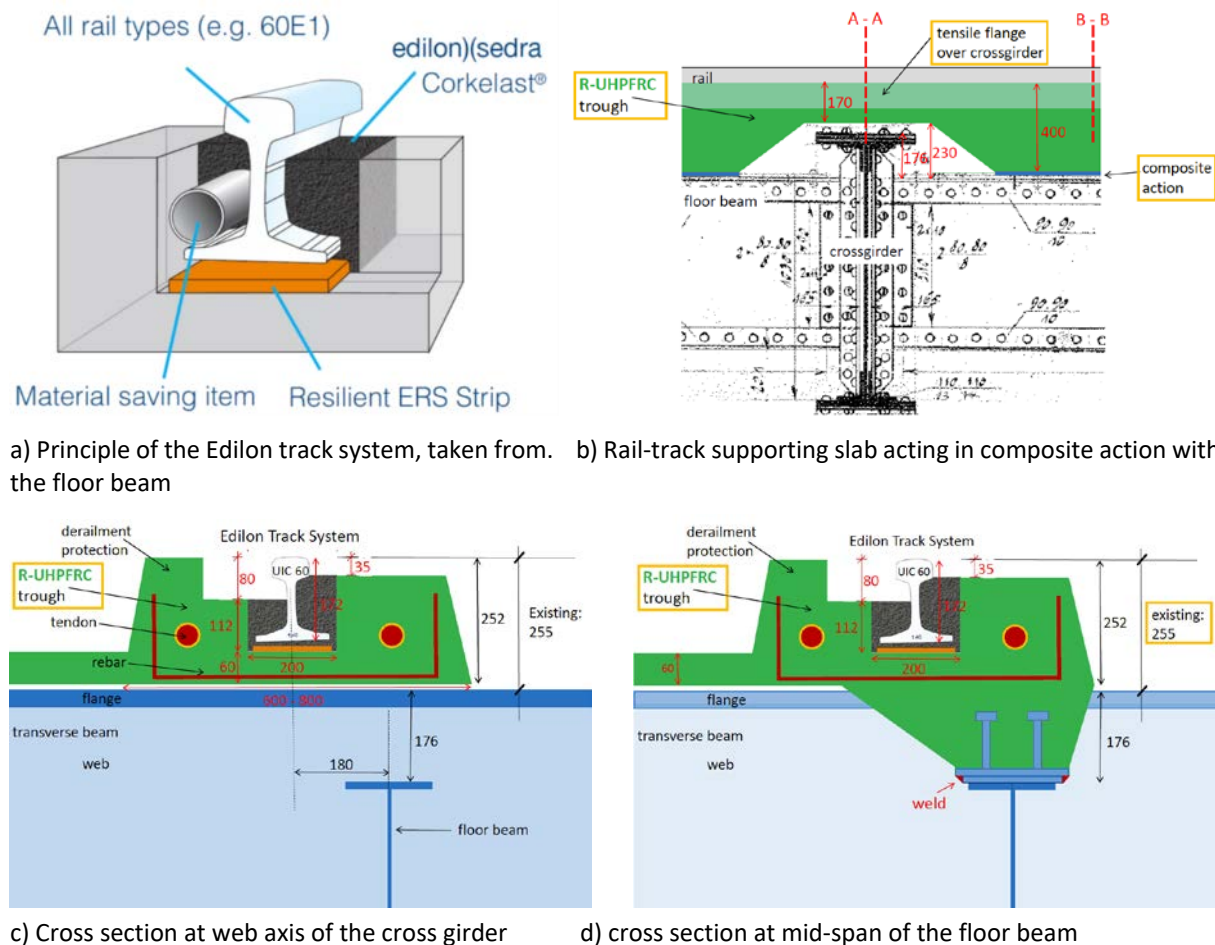


Figure 6.1: Edilon Track System and conceptual design of the trough in R-UHPFRC acting in composite action with the floor beam.

The proposed new fixed track system comprises the following characteristics and installation procedure:

- The support structure is realized as precast elements in R-UHPFRC and contains rebars in the main force transmitting transverse direction underneath the rail; the existing small space between the rail bottom line and the cross girder upper edge remains minimal. The trough accommodating for placing the rail according to the Edilon System is spared out in the UHPFRC mass. A steel base plate with two rows of shear studs is inserted in the precast element. In addition, a continuous rib for derailment protection is provided.
- Prior to mounting the precast UHPFRC trough elements, the top flange of the floor beam is adapted by bolting a new steel plate (wider than the existing top flange) on top of the top flange. In this way, a smooth level surface is obtained for placing the precast element.
- Afterwards, the precast UHPFRC elements with full width and of about 2m length are placed next to each other and in the precise position. The transverse contact surface between two elements is provided with epoxy resin film in order to seal the joint and to enhance transfer of shear forces between two elements. In addition, mortise and tenon joints (shear keys) are realized to ease the mounting of the elements and to guarantee the transfer of shear forces through the joint.

- After the installation of the precast elements next to each other and application of the epoxy resin glue, the elements are pressed together by two post-tensioning monostrands in order to guarantee a tight fit between the elements.
- Thereafter, two longitudinal welds that connect the transition plate with the base plate of the precast element finally achieve the composite action between the support structure in UHPFRC and the floor beam.

Remark: Placing a trough with ballast on top of the cross girder – floor beam grillage system is not feasible because of the added high self-weight and the significant increase in track system height and thus elevation of the rails. This would call for costly corrections of (1) the rail-track geometry adjacent to the bridge and (2) the portal frames of the bridge to comply with the required clearance.

6.4 Rehabilitation of piers and abutments in natural stone masonry

Rehabilitation works of the natural stone masonry are conventional and include repairs of joints (in particular restoring the finishing joints close to the surface). In addition, it may be needed to replace single stone blocks that are cracked or show missing parts.

Rehabilitation works can be subdivided into works above and below the water level. The protection against scour of the pier foundation (consisting of timber piles) may be improved by placing additional rock blocks.

Remark: The main load resisting part of a bridge pier in natural stone masonry is the circumferential wall. Usually, there are cavities inside the piers, in the space circumscribed by the outer wall. These cavities do not need to be injected.

7. Conclusions and Recommendations

The condition and technical performance of the «Railway Bridge» in Prague, a riveted steel structure from 1901, resting on piers and abutments in natural stone masonry, has been investigated. The expertise relies on information, data and investigations provided by the Klokner Institute, SUDOP engineers as well as own investigations and benchmarking with similar cases of bridges, in particular in Switzerland.

The main conclusion is that preservation of the existing «Railway Bridge» is technically feasible while respecting current code provisions and allowing for a long future service duration:

- The structural safety at ULS Type 2 (ultimate resistance) and the fatigue safety at ULS Type 4 are verified for Line Class Model D4 (and tentatively also for UIC71 Load Model) provided that the riveted steel structure, in particular the members with severe corrosion damage, are restored and maintained in the future.
- Doubts regarding insufficient remaining fatigue duration are not justified. The fatigue relevant elements of the riveted main lattice girder are subjected to low fatigue stresses below the fatigue endurance limit such that it may be concluded that the riveted structure can be considered undamaged in terms of fatigue.
- The existing riveted structure has sufficient structural capacity in order to carry future train traffic including higher trainloads and higher train frequencies, without calling for systematic strengthening of most structural members. However, critical zones with severe corrosion damage must be repaired, and new corrosion protection painting is indispensable.

Preservation of the existing bridge implies some modifications, in particular related to the rail-track supporting system. These interventions will be of minor visual impact on the bridge aesthetics, and thus the restored bridge most likely will be still compatible with cultural values.

Based on these conclusions, it is recommended to estimate and update the cost for the following mandatory works:

- repair of damaged structural members: it is crucial to limit the cost for the repair of damaged structural members; effective and durable repair methods need to be implemented without calling for replacement of entire structural members. Such methods have been applied in similar cases.
- application of a new corrosion coating on the steel structure and maintenance of bearings
- rehabilitation of the natural stone masonry of the piers and abutments and consolidation of the foundations.

In addition, it is highly recommended to improve the rail-track supporting system by installing a new fixed track (in R-UHPFRC or steel construction) using the Edilon Track System.

General recommendation:

«Stakeholder» Management and Communication of the restoration project will be important since this approach is still perceived by the public and the profession as being of minor technical value and related to high costs. Arguments for the communication of the restoration project are:

Novel engineering methods and technologies allow to:

- exploit the potential of a structure, i.e. to “get more out of the existing structure” while respecting the structural safety and serviceability requirements imposed by standards
- preserve cultural values and add value to existing infrastructure and resources in use,

while respecting cost constraints and economy and fulfilling the requirements arising from its use.

The following stakeholders take advantage from the restoration project:

- citizens because of preservation of city landscape
- train users and pedestrians because of less restrictions
- tourists because of maintaining the attractiveness of the UNESCO World Cultural Heritage Site, and
- the structural engineering community who is stating an example of modern structural engineering that respects socio-economic and cultural requirements.

Epilogue : Construction of a new bridge for the third railway line

Recently, it was decided to build a third railway line and thus a new single track bridge nearby the “Railway Bridge”. In the context of the present study, this calls for the following remarks:

- Construction of a new single track bridge prior to the restoration of the “Railway Bridge” would have the advantage to simplify the restoration of the existing bridge because one track on the original double-track bridge could be taken out of service during the rehabilitation works while the new bridge would take the second railway track.
- Given the sensitive context, it is highly recommended to conduct a bridge design competition.
- A replica lattice girder structure in modern steel construction of same dimensions like the existing bridge does probably not lead to a satisfactory bridge design with respect to patrimonial values.

- A possible design principle for the new single-track bridge could be a slender continuous girder of constant height supported by inclined V-struts (Fig. 7.1) and a trough cross-section in steel or post-tensioned UHPFRC, with a fixed track to limit self-weight.

Such a design would call for modern advanced bridge technology to be technically efficient and pleasant from an aesthetic viewpoint. For compatibility with cultural heritage requirements, the new structure needs to subordinate to the existing bridge while providing nevertheless an attractive “ensemble”. Similar bridge design has recently been realized in Switzerland².

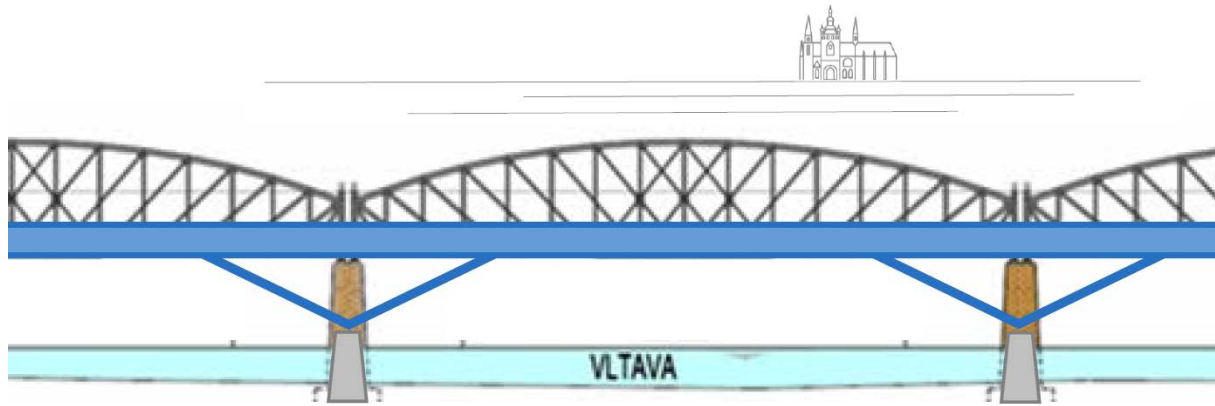


Figure 7.1: Proposal for a design principle for a new single track railway bridge next to the “Railway Bridge”.

² <https://www.rhb.ch/fr/company/projects-dossiers/second-hinterrhein-bridge-reichenau>

PŘÍLOHA 2

ZHODNOCENÍ DOPOSUD PROVEDENÝCH PRACÍ A POSUDKŮ
K PAMÁTKOVĚ CHRÁNĚNÉMU ŽELEZNIČNÍHO MOSTU V EV. KM 3,706
POD VYŠEHRADEM ZA ÚČASTI ZAHRANIČNÍHO EXPERTA

Experimentální ověření metod tryskání a odstranění koroze na mostě pod Vyšehradem



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební, katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Thákurova 7, 166 29 Praha 6



**FAKULTA
STROJNÍ
ČVUT V PRAZE**



**FAKULTA
STAVEBNÍ
ČVUT V PRAZE**



**KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE**



Experimentální ověření metod tryskání a odstranění koroze na mostě pod Vyšehradem

Zodpovědný řešitel:

**doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT
v Praze**

pavel.ryjacek@fsv.cvut.cz

tel. +420 602 250 860

Řešitelský tým:

**Ing. Jan Kudláček a kol., Fakulta strojní ČVUT v Praze
Radek Pokorný, APPLUS**

**Ing. Petr Pokorný, Ph.D. Kloknerův ústav ČVUT
v Praze**

Datum:

10.8.2019

Obsah

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	2
2.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY	2
3.	ZÁKLADNÍ CÍLE ŘEŠENÍ PROJEKTU	2
4.	PROGRAM A ČASOVÝ ROZVRH PRACÍ	6
5.	SPECIFIKACE POLOHY PROVÁDĚNÍ	6
6.	TRYSKÁNÍ VODNÍM PAPRSKEM.....	9
6.1.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 1	10
6.1.1.	Popis místa před tryskáním	10
6.1.2.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 1.....	13
6.2.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 2	13
6.2.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 2.....	16
6.3.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 3	16
6.3.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 3.....	18
7.	TRYSKÁNÍ PÍSKEM	18
7.1.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 4	20
7.1.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 4.....	21
7.2.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 5	22
7.2.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 5.....	23
7.3.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 6	23
7.3.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 6.....	24
7.4.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 7	24
7.4.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 7.....	25
7.5.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 8	25
7.5.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 7.....	27
7.6.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 20	27
7.6.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 20.....	28
8.	TRYSKÁNÍ KOVOVÝM ABRAZIVEM	29
8.1.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 9	29
8.1.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 9.....	30
8.2.	ZKUŠEBNÍ MÍSTO 11	30
8.2.1.	Účinnost použité metody – zkušební místo č. 11.....	31
9.	MECHANICKÉ ČIŠTĚNÍ	32
9.1.	PŘEDÚPRAVA POMOCÍ VHODNÝCH VRTÁKŮ DO KOVU	32
9.2.	PŘEDÚPRAVA POMOCÍ MECHANICKÉHO PROTAŽENÍ ŠTĚRBIN	33
9.3.	MECHANICKÁ PŘEDÚPRAVA POMOCÍ ŘEZNÉHO KOTOUČE	34
10.	MĚŘENÍ DRSNOSTI POVRCHU PO VYBRANÝCH PŘEDÚPRAVÁCH	35
10.1.	POROVNÁNÍ JEDNOTLIVÝCH METOD TRYSKÁNÍ.....	35
11.	STANOVENÍ TLOUŠTKY OCELOVÝCH PRVKŮ PO TRYSKÁNÍ	35
12.	MĚŘENÍ ZBYTKOVÉ TLOUŠTKY METODOU PA	37
12.1.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.1:	37
12.2.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.2:	39
12.3.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.3:	43
12.4.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.4:	45
12.5.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.5:	47



12.6.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.6:	49
12.7.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.7:	53
12.8.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.8:	55
12.9.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.9:	57
12.10.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.10:	59
12.11.	KONTROLOVANÉ MÍSTO Č.11:	61
13.	ZÁVĚR	67

1. Identifikační údaje

Objednatel: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace

Stavební správa západ

se sídlem: Sokolovská 1955/278, 190 00 Praha 9

IČ : IČ 70994234

DIČ : CZ70994234

Zhotovitel: ČVUT v Praze, Fakulta stavební

se sídlem: Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6

jednající: prof. Ing Jiří Máca, CSc.

IČ : 68407700

DIČ : CZ68407700

Zapsaný: Živnostenský list: Obvodní úřad městské části Praha 6, spis. zn. ŽO/11315/2008/Rec/2

2. Identifikační údaje stavby

Název stavby: "Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem" (Stavba 2)

úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.)

Místo stavby: Železniční trať 0201 Praha hl. n. – Praha-Smíchov

Kraj: Hl. město Praha

Katastrální území: k.ú. Vyšehrad, k.ú. Smíchov

Obce s rozšířenou působností: Hl. m. Praha

3. Základní cíle řešení projektu

Hlavním cílem akce bylo ověření, zda je možné očistit povrch jednotlivých profilů v míře potřebné pro aplikaci ochranných (v tomto případě konzervačních) nátěrových systémů. Dále pak odhadnutí celkových nákladů na přípravu povrchu před aplikací této formy protikoroze ochrany.

V experimentálním programu očištění (otryskání povrchu) byly vybrány koncepce obvyklé pro přípravu ocelových povrchů pro aplikaci ochranných nátěrů – tj. otryskání s užitím písku („pískování“), nebo s užitím ocelové drti jako abraziva. Experimentální program počítal s aplikací vysokotlakého vodního paprsku s užitím radiální (rotační) a přímé (demoliční) trysky vedení vodního proudu.

Akce byla provedena v týmu Fakulty stavební, Fakulty strojní a Kloknerova ústavu ČVUT v Praze.

Tryskání se zaměřilo na tyto detaily:

- průchozí štěrbina v diagonále
- neprůchozí štěrbina v diagonále
- neprůchozí štěrbina uvnitř diagonály s těžkým přístupem,
- štěrbina nad dolním pasem

Uvedené detaily jsou zobrazeny na následujících obrázcích.



Obr. 1 Pohled na železniční most pod Vyšehradem v době realizace experimentů s otryskáváním profilů



Obr. 2 Typický detail – průchozí štěrbina v diagonále



Obr. 3 Typický detail – neprůchozí štěrbina v diagonále, s podkorodovaným případně odprýskaným nátěrovým systémem



Obr. 4 Typický detail – neprůchozí štěrbina v diagonále s těžkým přístupem



Obr. 5 Typický detail – štěrbina nad dolním pasem

4. Program a časový rozvrh prací

Čtvrtek 11.7. – 9:00 – 17:00

- Zahájení prací v 9.00
- V průběhu dne postupně tryskání vodním paprskem, pískem a ocelovou drtí
- V průběhu dne zkoušení fréz, pil a dalších mechanických nástrojů.
- Ukončení do 17.00

Pátek 12.7. – 9:00 – 13:00

- Měření zbytkového profilu metodou Phased Array a ultrazvukem.
- Ukončení cca 13:00

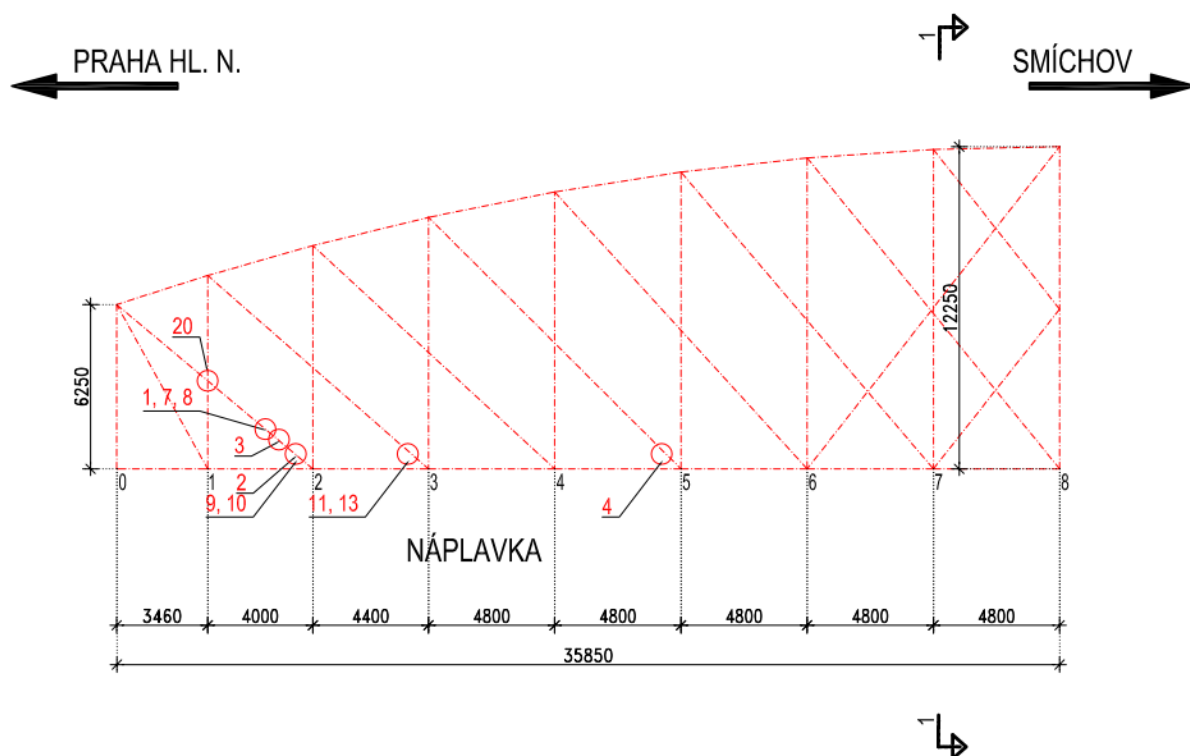
5. Specifikace polohy provádění

Veškeré činnosti byly prováděny na poli č. 1 vpravo, v prostoru nad náplavkou, na pravém nosníku, kde dnes probíhá jeho rekonstrukce a je uzavřen veřejnosti. Konkrétně jde o 2, 3 a 5 příhradu. Poloha zkušebních míst je patrná na následující fotografii a výkresech.



Obr. 6 Pohled na zkoumanou oblast se specifikací rozsahu podlah a vyznačením čistěných míst

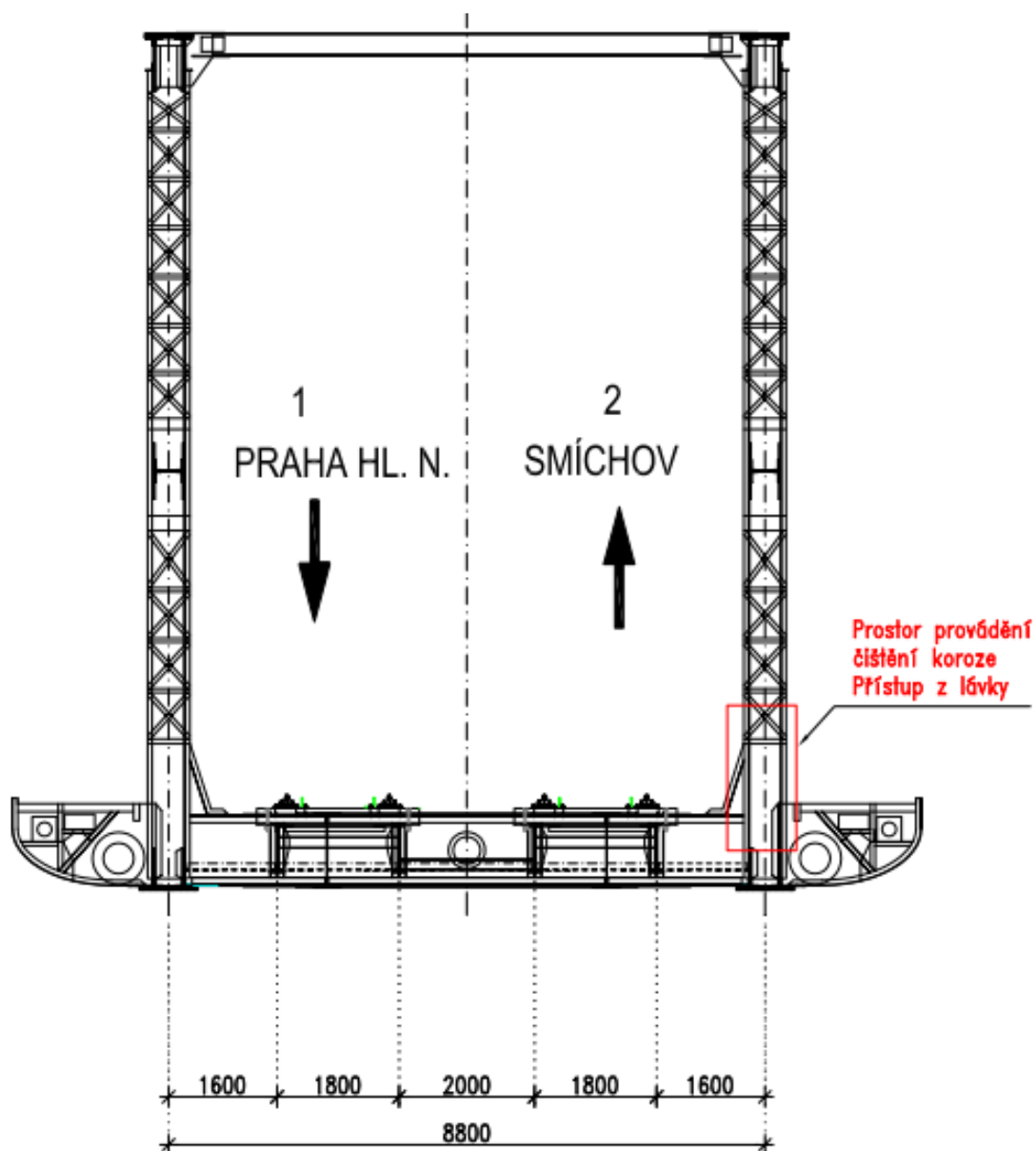
POLOHA MÍST S ČIŠTĚNÍM KOROZE



Obr. 7 Podélný řez polem I se specifikací polohy čištění

Záměrně byly jako cíle čištění (otryskávání) vybírány štěrby v diagonálním vedení profilů (průchozí i neprůchozí), které jsou hojně zaneseny shluky precipitátů korozních produktů, spadu prachu a biologických nečistot (exkrementy ptactva).

Vybírány byly především velmi špatně dostupné štěrby v diagonálách pod úrovní vedení kolejí s neprůchozím a i s průchozím vedením štěrby.



Obr. 8 Příčný řez polem 1 se specifikací polohy čištění

6. Tryskání vodním paprskem

Tryskání vodním paprskem bylo aplikováno společností Bintana s.r.o. Jako první předúprava povrchu bylo použito tryskání vodním paprskem o tlaku až 2500 bar, ke kterému byl využit stroj Falch. Vysokotlaký vodní paprsek je nejuniverzálnější metodou pro přípravu betonového podkladu. Při tryskání se využívají demoliční trysky, které mají na výstupu pouze jednu trysku s různými průměry. Dále se používají rotující trysky, které mají na svém výstupu obvykle tři až šest nakloněných trysek pro maximální účinek tryskacího prostředku. Vodní paprsek má však mnohem širší využití jak ve stavebnictví, tak v různých odvětvích průmyslu. Tato metoda je vhodná i k odstraňování starých nátěrů. Hodnocení stupně přípravy ocelových povrchů touto metodou definuje norma ČSN EN ISO 8501-4:2006 *Příprava ocelových povrchů před nanášením nátěrových hmot a obdobných výrobků - Vizuální vyhodnocení čistoty povrchu - Část 4: Výchozí stav povrchu, stupně přípravy a bleskové koroze po vysokotlakém tryskání vodou*. V této normě jsou uvedeny slovní popisy a fotografické příklady možných výchozích povrchů a výsledného stupně předúpravy dosaženého tryskáním vodou.

Výchozí stav povrchu testovaných ploch odpovídá dle ČSN EN ISO 8501-4:2006 označení DC C. Tento stupeň označuje povrch, na kterém je nátěrový systém degradován v rozsahu odpovídajícím stupni Ri 5 dle ČSN EN ISO 4628-3:2016 nebo zcela degradován jak je znázorněno v ČSN EN ISO 8501-1:2007 (stupeň zarezavění C).

Jednotlivé stupně vzhledu povrchu po očištění jsou normou popsány následovně:

Wa 1 – Lehké otryskání paprskem o vysokém tlaku

Při prohlížení bez zvětšení musí být povrch bez viditelných stop oleje a mastnoty, nepřilnavých nebo poškozených nátěrů, nepřilnavé rzi nebo ostatních cizích látek. Všechny zbytky znečištění musí být rozptýleny náhodně a musí být pevně přilnavé.

Wa 2 – Důkladné otryskání paprskem o vysokém tlaku

Při prohlížení bez zvětšení musí být povrch bez viditelných stop oleje, mastnoty a nečistot a většiny rzi, předchozích nátěrů a ostatních cizích látek. Všechny zbytky znečištění musí být rozptýleny náhodně a mohou obsahovat pevně přilnavé povlaky, pevně přilnavé cizí látky a stíny po dříve se vyskytující rzi.

Wa 3 – Velmi důkladné otryskání paprskem o vysokém tlaku

Při prohlídce bez zvětšení musí být povrch bez všech viditelných stop koroze, oleje, mastnoty, nečistot, předchozích nátěrů a kromě lehkých stop, bez všech cizích látek. Pokud byl původní nátěr neporušen, může povrch vykazovat barevné změny. Šedé nebo hnědočerné zbarvení v místech důlkové koroze nebo zkorodované oceli nelze dalším otryskáním vodou odstranit.



Obr. 9 Vlevo: Ukázka rotační trysky pro tryskání vodním paprskem, vpravo: ukázka demoliční trysky s vodním paprskem o síle až 2500 bar

6.1. Zkušební místo 1

6.1.1. Popis místa před tryskáním

Pro první místo zkušebního tryskání vodním paprskem byla zvolena neprůchodná štěrbina na diagonále ocelového prvku konstrukce.

Tabulka 1: Tryskání vodním paprskem: Pracovní parametry a použité zařízení – zkušební místo č. 1

Tlak vodního paprsku [bar]	2300
Typ použité trysky	rotační



Obr. 10 Zvolené zkušební místo č. 1 – Zleva: Před tryskáním



Obr. 11 Zvolené zkušební místo č. 1 – po tryskání



Obr. 12 Zvolené zkušební místo č. 1 – po tryskání



Obr. 13 Zvolené zkušební místo č. 1 – po tryskání, fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite

Při odstraňování korozních produktů a usazenin ze štěrbin se jasně ukázalo, že v místech precipitátů se objevuje významná forma lokalizovaného korozního poškození. Korozní poškození oslabuje tloušťku plochých profilů až o 50 % (především v místech neprůchozích štěrbin). Atmosférická forma korozního poškození je zde stimulována mechanismem koroze pod úsadami, dále pak ještě mechanismem činnosti článku s diferenční aerací.



Obr. 14 Porovnání rozdílných tloušťek dolního profilu neprůběžné štěrby mezi profily po odstranění korozních produktů a úsad

6.1.2. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 1

Dle fotografií je patrné, že při použití dané metody docházelo k lehkému očištění ploch a štěrby od starých nátěrových systémů a neulpělých korozních produktů. Při použití dané metody, dané trysky a tlaku bylo docíleno průchodu celé štěrby, avšak nebyl odstraněn základní suříkový nátěr. Z pořízených fotografií pomocí videoskopu IPLEX G Lite jsou patrné korozní produkty ve větší hloubce štěrby. Dle slovního popisu stupně přípravy povrchu a fotografických příkladů uvedených v ČSN EN ISO 8501-4 lze otryskanou plochu klasifikovat stupněm Wa 1.

6.2. Zkušební místo 2

Pro druhé místo zkušebního tryskání vodním paprskem byla zvolena spodní štěrbina mezi ocelovými prvky pod pochozími plechy konstrukce.

Tabulka 2: Tryskání vodním paprskem: Pracovní parametry a použité zařízení – zkušební místo č.2

Tlak vodního paprsku [bar]	2300
Typ použité trysky	rotační



Obr. 15 Zvolené zkušební místo č.2 – Zleva: Před tryskáním



Obr. 16 Zvolené zkušební místo č.2 – Zleva: Před tryskáním s rotační tryskou



Obr. 17 Zvolené zkušební místo č.2 – Zleva: Po tryskání



Obr. 18 Zvolené zkušební místo č.2 – po tryskání, fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite



Obr. 19 Porovnání rozdílných tloušťek dolního profilu neprůběžné štěrbiny (II) mezi profily po odstranění korozních produktů a úsad

6.2.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 2

Dle fotografií je patrné, že při použití dané metody docházelo k lehkému očištění ploch a štěrbiny od starých nátěrových systémů a neulpělých korozních produktů. Z fotografií je patrné očištění štěrbiny až na základní materiál, avšak jen při správném natočení trysky a směru proudění vodního paprsku kolmo na tryskaný povrch. Stěny štěrbiny byly jen lehce očištěny. Z fotografií je zde patrná pevně ulpělá oxidická vrstva. Při použití tryskání vodním paprskem této štěrbiny je zřejmé, že i úhel natočení trysky zvyšuje účinnost použité metody pro kvalitní očištění daného materiálu od starých nátěrových systémů, ale i od pevně ulpělých korozních produktů. Výrazně kvalitnějšího a otryskaného povrchu bylo dosaženo do hloubky štěrbiny zhruba 140 mm. Otryskané plochy ocelové konstrukce, zkušební místo č.2, je možné dle ČSN EN ISO 8501-4 tedy hodnotit stupni Wa2,5 až Wa1. Z provedeného experimentu je zřejmé, že pro dosažení stupně Wa 2,5 je podstatná intenzita vodního proudu v daném místě a doba procesu.

6.3. Zkušební místo 3

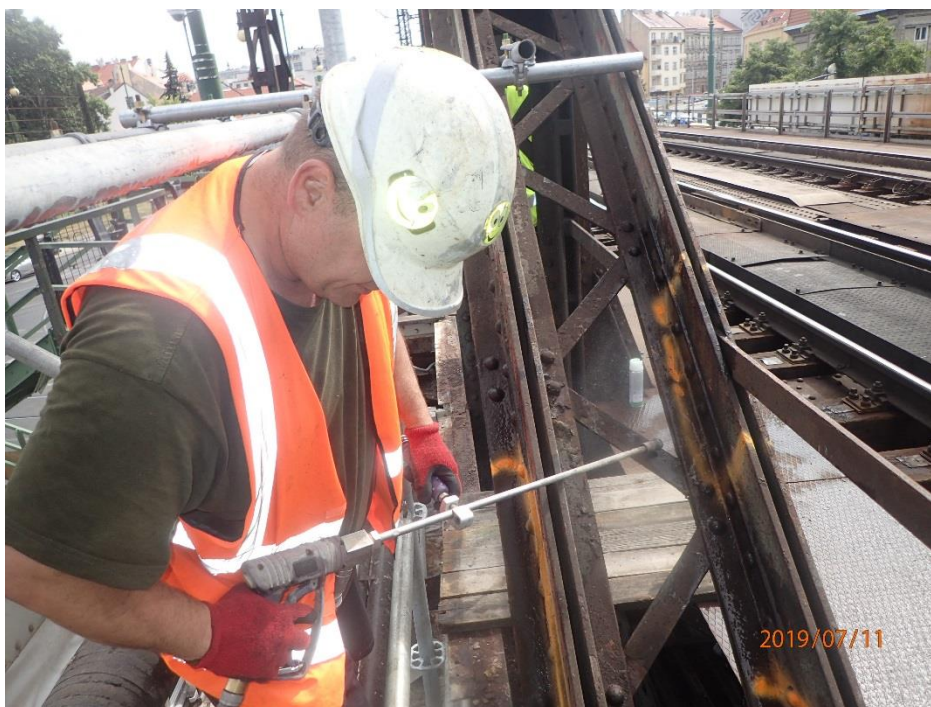
Třetím zkušebním místem tryskání vodním paprskem byla zvolena boční štěrbina na diagonále mezi ocelovými prvky pásnic ocelové konstrukce. Použití tří poloh tryskání (kolmo a pod úhlem k tryskanému povrchu).

Tabulka 3 Tryskání vodním paprskem: Pracovní parametry a použité zařízení – zkušební místo č.3

Tlak vodního paprsku [bar]	2300
Typ použité trysky	Demoliční



Obr. 20 Zvolené zkušební místo č.3 – Před tryskáním



Obr. 21 Zvolené zkušební místo č.3 – Před tryskáním - přístup



Obr. 22 Zvolené zkušební místo č.3 – Po tryskání



Obr. 23 Zvolené zkušební místo č.3 – Po tryskání, fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite

6.3.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 3

Při použití demoliční trysky docházelo k výraznějšímu otryskání stěn ocelových pásnic uvnitř štěrbin (fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite) než v předchozím případě, tedy použití rotační trysky. K výraznější účinnosti pomohla nejenom použitá demoliční tryska, ale i změna poloh samotného tryskání. Použitím demoliční trysky lze v případě úzkých štěrbin lépe orientovat vodní paprsek vůči tryskané ploše. Tímto je docíleno zvýšení intenzity procesu a lze dosáhnout vyššího stupně čistoty v kratším čase. Opět jako u předchozích zkušebních míst je kvalita předúpravy povrchu závislá na vzdálenosti a orientaci předupravované plochy od ústí trysky a tedy stupeň předúpravy povrchu jednotlivých ploch je od Wa 2,5 po Wa 1.

7. Tryskání pískem

Z úvodní části experimentálního programu (tj. ověřování účinnosti vysokotlakého vodního paprsku) je rovněž zřejmé, že vysokotlaký vodní paprsek není schopen vytvořit na očištěném povrchu dostatečný kotvící profil. Proto byla očištěná místa podrobena otryskáním s abrazivem na pískové bázi.

Pneumatické (tlakovzdušné) tryskání představuje technologii předúpravy povrchu, při které je pomocí stlačeného vzduchu unášeno abrazivo (tryskáci materiál), které je urychleno v trysce a následně vysokou rychlostí vrháno na povrch. Při dopadu jednotlivých zrn abraziva se z povrchu uvolňují ulpělé nečistoty, korozní produkty a současně dochází k plastickým deformacím otryskávaného předmětu. Účinek tryskání je dán kinetickou energií, jejíž hodnota závisí na rychlosti, hmotnosti a úhlu dopadu abraziva. Abraziva používaná pro tryskání ocelových konstrukcí se dělí na oblá (granuláty) a ostrohranná (drt').

Pro tryskání byl použit křemičitý písek o velikosti zrna 0,8 až 1,2 mm, tento tryskáci prostředek se používá do tlaku 0,3 MPa. Před aplikací nátěrového systému, by mělo být dosaženo stupně čistoty minimálně P Sa 2,5 dle ČSN EN ISO 8501-2:1998 *Příprava ocelových povrchů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků - Vizuální vyhodnocení čistoty povrchu - Část 2: Stupně přípravy dříve natřeného ocelového podkladu po místním odstranění předchozích povlaků.*

Pro hodnocení stupně předúpravy ploch kombinací metod – tryskáním vodním paprskem a následným pneumatickým tryskáním lze výsledný stupeň čistoty klasifikovat dle ČSN EN ISO 8501-1:2007 *Příprava ocelových povrchů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků - Vizuální vyhodnocení čistoty povrchu - Část 1: Stupně zarezavění a stupně přípravy ocelového podkladu bez povlaku a ocelového podkladu po úplném odstranění*

předchozích povlaků. V tomto případě by mělo být před aplikací nátěrových hmot dosaženo stupně předúpravy minimálně Sa 2,5 (příčemž výchozí stav povrchu by se odvíjel především od stupně důlkové koroze – tedy C Sa 2,5 nebo D Sa 2,5).

Popis jednotlivých stupňů čistoty povrchu dle ČSN EN ISO 8501-1:2007:

Sa 1 – Lehké otryskání

Při prohlížení bez zvětšení musí být povrch prostý viditelných olejů, mastnoty a nečistot, málo přilnavých okují, rzi, nátěrů a cizích látek

Sa 2 – Důkladné otryskání

Při prohlížení bez zvětšení musí být povrch prostý viditelných olejů, mastnoty a nečistot a musí být odstraněna také většina okují, rzi, nátěrů a cizích látek. Všechny zbývající nečistoty musí být pevně přilnavé.

Sa 2,5 – Velmi důkladné otryskání

Při prohlížení bez zvětšení musí být povrch prostý viditelných olejů, mastnoty a nečistot, okují, rzi, nátěrů a cizích látek. Všechny zbývající stopy nečistot musí vykazovat pouze lehké zabarvení ve formě skvrn nebo pruhů.

Sa 3 – Otryskání až na vizuálně čistý povrch

Při prohlížení bez zvětšení musí být povrch prostý viditelných olejů, mastnoty a nečistot, okují, rzi, nátěrů a cizích látek. Povrch musí mít jednotný kovový vzhled.

Pozn.: norma ČSN EN ISO 8501-2:1998 nedefinuje stupeň Sa 1.



Obr. 24 Zvolené zkušební místo č.4 – Tryskání ocelové konstrukce pomocí křemičitého písku



Obr. 25 Ukázka tryskání pomocí křemičitého písku

7.1. Zkušební místo 4

Pro zkušební místo č. 4 byla zvolena kombinace tryskání pomocí vodního paprsku a křemičitého písku. Jako zkušební místo č. 4 bylo zvolené stejné místo jako v případě zkušebního místa č. 3. Po aplikaci tryskání pomocí vodního paprsku následovalo tryskání křemičitým pískem.

Tabulka 5: Tryskání vodním paprskem: Pracovní parametry a použité zařízení – zkušební místo č.4

Tlak vodního paprsku [bar]	2300
Typ použité trysky	Demoliční



Obr. 26 Neprůběžná šířbina zanesená korozními produkty a dalšími nečistotami (IV – neprůběžná)



Obr. 27 Neprůběžná štěrbina zanesená korozními produkty a dalšími nečistotami, tryskání vodním paprskem a pískem



Obr. 28 Zvolené zkušební místo č.4 – Vlevo: tryskání ocelové konstrukce pomocí vodního poprsku, vpravo: následné tryskání pomocí křemičitého písku (po předúpravě štěrby)



Obr. 29 Zvolené zkušební místo č.4 – fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite

7.1.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 4

Při kombinaci tryskání pomocí vodního paprsku a křemičitého písku bylo dosaženo přijatelných výsledků z hlediska čistoty povrchu dle ČSN EN ISO 8501-1 a drsnosti, která je

základním předpokladem pro přilnavost nátěrových systémů. V tomto případě slouží vodní paprsek k odstranění hrubých nečistot, korozních produktů a starých nátěrů z povrchu ocelových pásnic uvnitř štěrbin. Následné tryskání pomocí křemičitého písku zaručuje přijatelnou čistotu a kotvící profil pro aplikaci nátěrové hmoty. Z přiložených snímků je patrné, že lze dosáhnout stupně čistoty dle ČSN EN ISO 8501-1 a 8501-2 Sa 2,5 až Sa 3.

7.2. Zkušební místo 5

Pro zkušební místo č. 5 byla zvolena předúprava pomocí samotného tryskání křemičitým pískem. Bylo vybráno zkušební místo na diagonále naproti zkušebnímu místu č. 4. Štěrba průchozí.



Obr. 30 Zvolené zkušební místo č.5 před tryskáním



Obr. 31 Zvolené zkušební místo č.5 – Vlevo: před tryskáním, vpravo: po tryskání pomocí křemičitého písku



Obr. 32 Zvolené zkušební místo č.5 – Zkušební místo č. 5 po tryskání (fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite)

7.2.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 5

Při použití metody tryskání pomocí křemičitého písku v dostupných místech od kolejiště bylo dosaženo kompletního vyčištění celé průchozí štěrbiny. V tomto případě bylo tryskáno v různých úhlech. Čistota povrchu odpovídá stupni čistoty Sa 2,5 až Sa 3 dle ČSN ISO 8501-1, což je odpovídající stupeň čistoty pro následnou aplikaci nátěrové hmoty. Dále je potřeba zdůraznit, že při tryskání byla dodržena vysoká pečlivost pro předúpravu povrchu zkušebního místa č. 5, která koresponduje s časovou náročností celého procesu předúpravy povrchu ocelových prvků konstrukce.

7.3. Zkušební místo 6

Pro zkušební místo č. 6 byla zvolena předúprava pomocí samotného tryskání křemičitým pískem. Bylo vybráno těžce dostupné zkušební místo na diagonále ocelových prvků konstrukce. Průchozí štěrbina.



Obr. 33 Zvolené zkušební místo č.6 – Vlevo: před tryskáním, vpravo: po tryskání pomocí křemičitého písku



Obr. 34 Zvolené zkušební místo č.6 – po tryskání (fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite)

7.3.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 6

V tomto případě bylo dosaženo odpovídající čistoty a drsnosti povrchu do vzdálenosti zhruba 230 mm na pásnici, lehce dostupné díky úhlu tryskání. V některých místech bylo dosaženo očištění štěrbin na celé ploše pásnice. Na protilehlé straně s těžkou dostupností bylo dosaženo očištění povrchu do vzdálenosti zhruba 120 mm od okraje povrchu štěrbin. Tento případ ukazuje, že na těžko dostupných místech je problematické dosáhnout dokonalé předúpravy povrchu, jako v případě lehce dostupných míst, ocelových prvků s menší šířkou a lehce přístupných ploch. Z hlediska stupně předúpravy povrchu lze klasifikovat většinu otryskaných ploch stupněm P Sa 3 a P Sa 2,5. Místa, kde již nebylo možné vlivem ztíženého přístupu provést důkladné tryskání, odpovídají stupni P Sa 2 dle ČSN EN ISO 8501-2:1994.

7.4. Zkušební místo 7

Pro zkušební místo č. 7 byla vybrána těžce dostupná štěrbina na diagonále ocelových prvků konstrukce. Bylo provedeno tryskání pomocí křemičitého písku.



Obr. 35 Zvolené zkušební místo č.7 – Vlevo: před tryskáním, vpravo: po tryskání pomocí křemičitého písku



Obr. 36 Zvolené zkušební místo č.7 –po tryskání pomocí křemičitého písku



Obr. 37 Zvolené zkušební místo č.7 – po tryskání pomocí křemičitého písku (fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite)

7.4.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 7

V případě tryskání těžce dostupných štěrbin jsou z fotografií po provedené předúpravě patrná nedotryskaná místa. Dosažení kvalitní předúpravy, očištění a drsnosti povrchu před aplikací nátěrových systémů je velice obtížné v těžce dostupných štěrbinách.

7.5. Zkušební místo 8

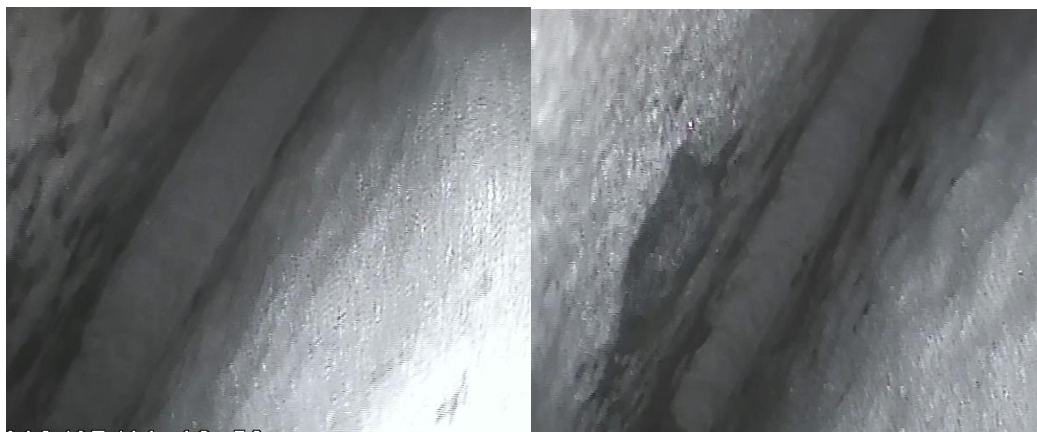
Pro zkušební místo byla vybrána poměrně lehce dostupná štěrbina ocelových prvků, přístupná od kolejiště.



Obr. 38 Zvolené zkušební místo č.8 – Vlevo: před tryskáním, vpravo: po tryskání pomocí křemičitého písku



Obr. 39 Zvolené zkušební místo č.8 – tryskání



Obr. 40 Zvolené zkušební místo č.8 – po tryskání pomocí křemičitého písku (fotografie pořízené pomocí průmyslového videoskopu IPLEX G Lite)

7.5.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 7

V případě tryskání pomocí křemičitého písku v dostupném zkušebním místě č. 8 bylo dosaženo k téměř úplnému vyčištění štěrbiny. Daný povrch odpovídal požadované čistotě a drsnosti předupraveného materiálu pro následnou aplikaci nátěrové hmoty (tedy min. P Sa 2,5 dle ČSN EN ISO 8501-2).

7.6. Zkušební místo 20

Pro toto zkušební místo byla vybrána větší část ocelové konstrukce. Bylo provedeno otryskání ze všech stran nosného prvku pomocí křemičitého písku. Toto místo bylo vybráno jako zkušební pole pro ověření provedení kombinace předúpravy povrchu na ploše ocelových prvků, tedy lehce dostupných ploch, tak i v těžko dostupných místech (štěrbiny).



Obr. 41 Zvolené zkušební místo č.20 – před tryskáním pomocí křemičitého písku



Obr. 42 Zvolené zkušební místo č.20 – po tryskání pomocí křemičitého písku

7.6.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 20

Provedení předúpravy zkušebního místa č. 20 bylo provedeno v souladu požadavky pro následnou aplikaci nátěrových hmot. Na předupravených plochách bylo dosaženo požadovaného kotvícího profilu, tak i odpovídající čistoty povrchu ($Sa\ 2,5$) dle ČSN EN ISO 8501-1. Štěrbiny na tomto prvku ocelové konstrukce byly dostatečně upraveny.

8. Tryskání kovovým abrazivem

Princip této technologie tryskání pomocí ocelového abraziva je totožný jako v případě tryskání pomocí křemičitého písku. V tomto případě je otryskání povrchu dosaženo při použití ocelového abraziva o velikosti částic 0,8 až 1,6 mm. Toto abrazivo zaručuje při správném použití odpovídající kotvící profil a čistotu povrchu (minimálně Sa 2,5 dle ČSN ISO 8501-1) pro následnou aplikaci nátěrových systémů. Výhoda kovového abraziva oproti křemennému písku spočívá především v možnosti jeho vícenásobného použití a ve vyšší hmotnosti, tedy i možnosti dosažení vyšší kinetické energie a tím zvýšení účinnosti tryskacího procesu a dosažení větší drsnosti kotvícího profilu.

8.1. Zkušební místo 9

Pro zkušební místo č. 9 byla vybrána lehce dostupná štěrbina ocelových prvků konstrukce na diagonále. Byla vybrána neprůchozí štěrbina.



Obr. 43 Zvolené zkušební místo č.9 – před tryskáním



Obr. 44 Zvolené zkušební místo č.9 po tryskání pomocí ocelového abraziva



Obr. 45 Zvolené zkušební místo č.9 – po tryskání pomocí ocelového abraziva

8.1.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 9

V případě tryskání pomocí ocelového abraziva bylo dosaženo téměř dokonalého vyčištění zkušební štěrbinu č. 9. Z fotografií je patrné otryskání i dna štěrbinu na stupeň čistoty min. Sa 2,5 dle ČSN EN ISO 8501-1. U stěn ocelových prvků štěrbin bylo dosaženo kvalitní předúpravy povrchu. Na některých místech mimo úhel trysky (proudu vzduchu a tryskacího prostředku) nebylo dosaženo požadovaného stupně čistoty povrchu (přibližně Sa 2 dle ČSN EN ISO 8501-1). Při upozornění na tato místa, bylo provedeno přetryskání a následný povrch odpovídal požadované kvalitě pro aplikaci nátěrového systému.

8.2. Zkušební místo 11

Jako zkušební místo č. 11 bylo vybráno místo na diagonále ocelových prvků. Jednalo se o poměrně širokou a dobře dostupnou štěrbinu (viz. fotodokumentace). Byla vybrána průchozí štěrba.



Obr. 46 Zvolené zkušební místo č.11 – Vlevo: před tryskáním, vpravo: po tryskání pomocí ocelového abraziva



Obr. 47 Zvolené zkušební místo č.11 – Vlevo: po tryskání pomocí ocelového abraziva

8.2.1. Účinnost použité metody – zkušební místo č. 11

Vzhledem k dostupnosti štěrbin zkušebního místa č. 11 bylo dosaženo ke kompletnímu zprůchodnění štěrbin. Boky a stěny ocelových prvků byly dostatečně předupraveny pro aplikaci nátěrových systémů. Na některých místech byly nalezeny drobné nedostatky ve formě stínů a zbytků oxidických vrstev, které by musely být před aplikací NS znovu otryskány. Převážnou většinu ploch však lze klasifikovat stupněm předúpravy P Sa 2,5 až P Sa 3 dle ČSN EN ISO 8501-2.

9. Mechanické čištění

Pro mechanickou předúpravu štěrbin byly použity tyto metody:

- 1) Předúprava pomocí vhodných vrtáků do kovu. Upnutí pomocí systému SDS-Plus. Použití vrtacího kladiva Makita HR140DWYE1 Aku, 12 V, 1,5 Ah, 1 J.
- 2) Protažení štěrbin a odstranění neulpělé oxidické vrstvy a starých nátěrových systémů pomocí pily Milwaukee M18 BSX-402C Heavy Duty šavlová pila.
- 3) Řezání korozních produktů pomocí řezného kotouče, Makita GA9020

Cílem těchto metod bylo zajištění odpovídajícího vyčištění, popř. předčištění jednotlivých štěrbin a zaručit tak možnost mechanicky provést předúpravu těchto těžko dostupných míst.

9.1. Předúprava pomocí vhodných vrtáků do kovu

Pro tuto metodu bylo vybráno místo s dobrou dostupností a vysokou mírou degradace základního materiálu. Zkušební místo č. 23.



Obr. 48 Zvolené zkušební místo č.23 – Mechanický předúprava štěrbin pomocí vrtacího kladiva a vrtáku do kovu – při provádění čištění



Obr. 49 Zvolené zkušební místo č.23 – Mechanický předúprava štěrbin pomocí vrtacího kladiva a vrtáku do kovu – po provedení čištění

Tato metoda mechanické předúpravy je vhodná pouze pro dobře dostupná místa s menší šířkou pásnic. V případě provrtávání dlouhých štěrbin by mohlo docházet k špatné manipulaci s vrtacím kladivem a velkým odporem daného materiálu. V neposlední řadě je nutné poznamenat nutnost další předúpravy pro zajištění odpovídající čistoty povrchu a dosažení kotvícího profilu, např. lehkým tryskáním křemičitým pískem či ocelovým abrazivem.

9.2. Předúprava pomocí mechanického protažení štěrbin

Pomocí této metody bylo docíleno drobného odstranění korozních produktů z oblasti štěrbin. V případě jejího možného použití by se musela kombinovat s dalšími typy efektivnějších předúprav povrchu ocelových konstrukcí. Zkušební místo č. 24. Tato předúprava je pro následnou aplikaci a složitost ocelové konstrukce nedostatečná.



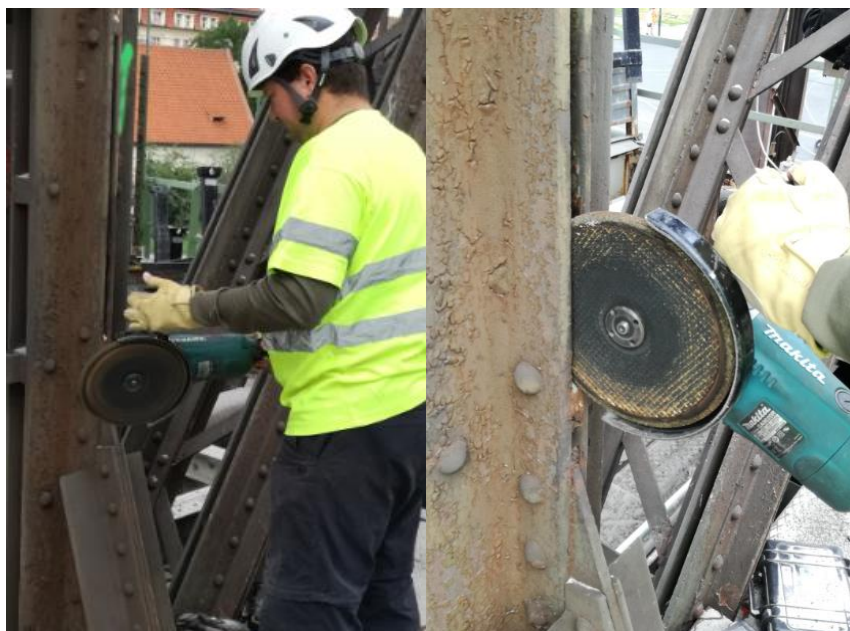
Obr. 50 Zvolené zkušební místo č.23 – Mechanický předúprava štěrbin pomocí vrtacího kladiva a vrtáku do kovu – po provedení čištění



Obr. 51 Zvolené zkušební místo č.24 – Mechanický předúprava protažením štěrbin pomocí pily ocasky

9.3. Mechanická předúprava pomocí řezného kotouče

Řezání pomocí řezného kotouče uprostřed štěrbin, pomocí Makita GA9020, je vhodné pro odstranění korozní produktů širokých štěrbin, avšak pouze do určité hloubky štěrbiny. Pro následnou aplikaci nátěrových systémů by musela následovat další, efektivnější předúprava povrchu ocelové konstrukce. Zvolené zkušební místo č.25.



Obr. 52 Zvolené zkušební místo č.25 – Mechanická předúprava pomocí řezného kotouče



Obr. 53 Zvolené zkušební místo č.25 – Mechanická předúprava pomocí řezného kotouče – po aplikaci

10. Měření drsnosti povrchu po vybraných předúpravách

Drsnost povrchu byla měřena pomocí ručního drsnoměru Mitutoyo SJ-201P. Pro měření drsnosti byl použitý digitální drsnoměr Mitutoyo SJ – 201P. Toto měření bylo provedeno pro zajištění vhodného kotvícího profilu pro následné aplikace nátěrových hmot.

Parametry drsnoměru:

- zdvih snímače až 350 μm
- posuv ramene až 12,5 mm
- nejmenší Cut-off od 0,25 mm.

Parametry drsnosti:

Ra [μm] – průměrná aritmetická úchylka hodnoceného povrchu

Ry [μm] – největší výška profilu (dle JIS B 0031 a JIS B 0601 (1994))

Rz [μm] – výška nerovností profilu z deseti bodů (ČSN 01 4450 (1980), ČSN ISO 4287 - 1 (1984))

Rq [μm] – průměrná kvadratická úchylka posuzovaného profilu (ČSN EN ISO 4287 (1999)) [15]

Cut-off (λc ; L_c):

- Jedná se o označení filtru pro oddělení drsnosti a vlnitosti. Dle normy jsou doporučené hodnoty tabulkou dle EN ISO 3274.

10.1. Porovnání jednotlivých metod tryskání

Pro každou metodu tryskání bylo zvoleno kontrolní místo, kde bylo provedeno samotné měření drsnosti pomocí drsnoměru Mitutoyo SJ-201P.

Tabulka 4: Sledované veličiny drsnosti povrchu pro vybrané metody tryskání

	Metody tryskání a použité abrazivo		
Sledované veličiny	Vodní paprsek	Křemičitý písek	Ocelové abrazivo
λc	0,8	2,5	2,5
Ra [μm]	8,578	14,467	30,176
Rq [μm]	10,690	18,118	24,391
Rz [μm]	47,353	90,140	141,58

Z hlediska optimálního kotvícího profilu pro následnou aplikaci nátěrových systémů, bylo dosaženo nejvyšší drsnosti v případě použití ocelového abraziva, dále křemičitého písku a následně vodního paprsku.

11. Stanovení tloušťky ocelových prvků po tryskání

V rámci diagnostického průzkumu bylo provedeno stanovení tloušťky ocelových prvků po otryskání pomocí ultrazvukového tloušťkoměru Olympus 38 DL Plus osazeného sondou Olympus D791 – 5 MHz. Měření bylo provedeno za účelem stanovení maximální a minimální hodnoty tloušťky na ploše zkušební místa pro stanovení rozsahu korozního napadení

konstrukce respektive charakteru korozního napadení a úbytku za dobu expozice. Poloha a výsledky měření jsou uvedeny v tabulce 5.

V tabulce uvedená redukce tloušťky není vztažena na výchozí hodnotu tloušťky ocelové konstrukce, ale na nejvyšší naměřenou v blízkosti lokálního minima (skutečná redukce tloušťky je tedy vyšší).

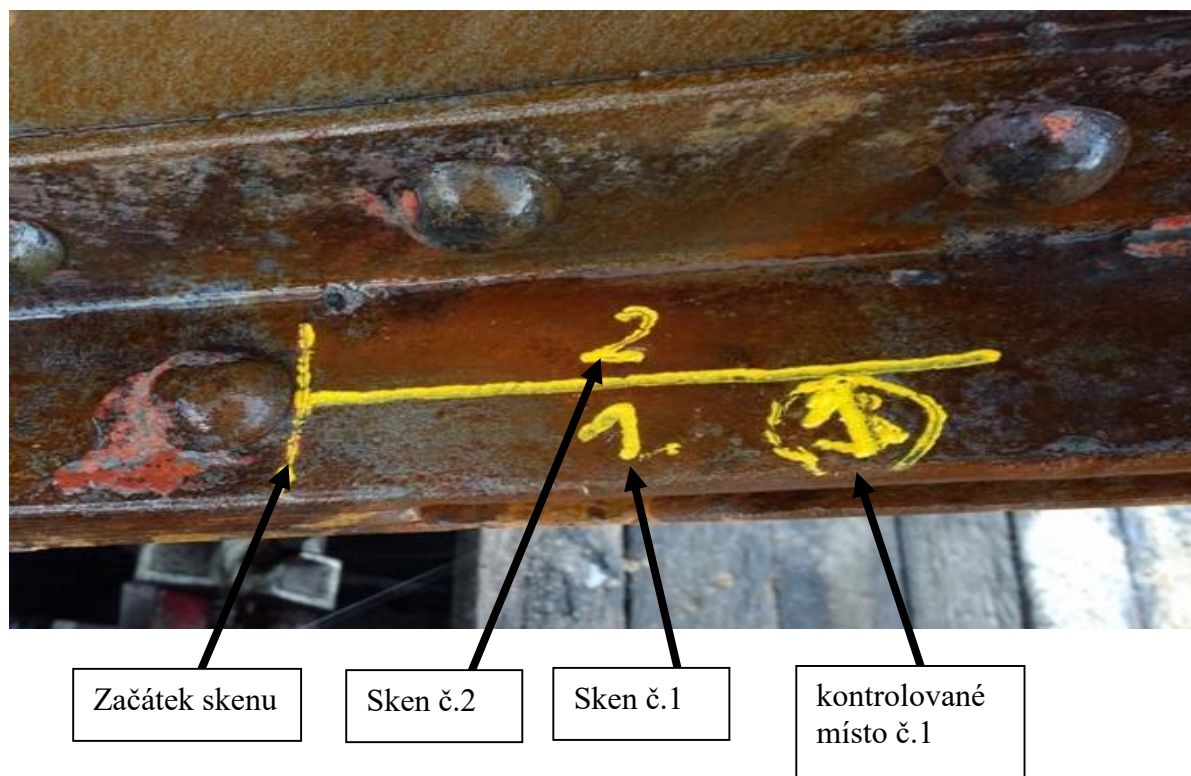
Tabulka 5: Tloušťky ocelových prvků po otryskání

Zkušební místo	Poloha plochy	Naměřené maximum [mm]	Naměřené minimum [mm]	Redukce tloušťky [%]
1		5,49	3,66	33,3
8		5,03	3,80	24,4
		4,36	2,62	39,9
11	vnější	12,52	6,06	51,6
11	vnitřní	13,35	5,26	60,6
20	vnější	13,68	13,60	0,58
6	vnější	8,30	4,43	46,6
6	vnitřní	8,30	4,27	48,5
10	vnitřní	---	5,89	---
9		5,69	3,45	39,36

12. Měření zbytkové tloušťky metodou PA

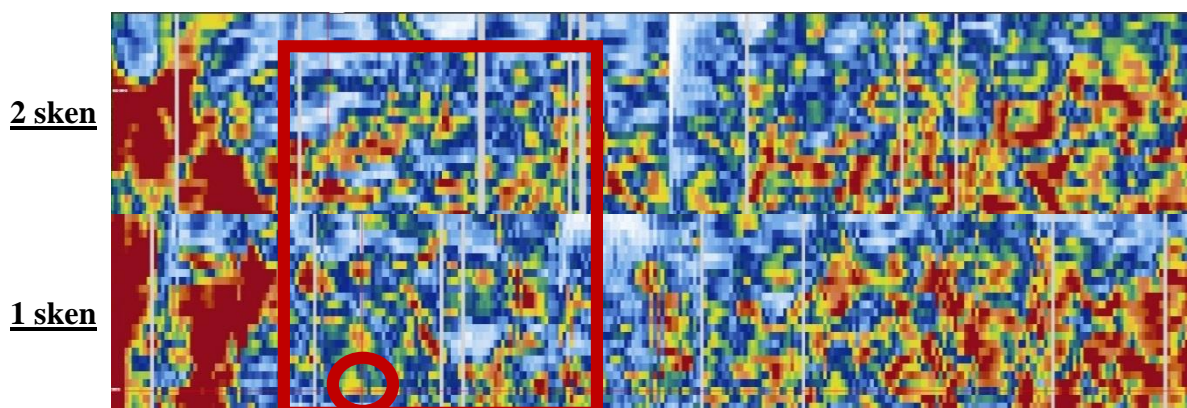
Kontrola metodou Phased Array byla provedena na místech, jehož povrch byl připraven metodou otryskání materiálu. Skeny na jednotlivých místech jsou dlouhé 150 mm a začínají od závitů. Na každém místě jsou provedeny 2 skeny, aby se pokryla co možná největší skenovaná plocha materiálu. Na každém skenu je vyznačeno místo, kde je zjištěna nejmenší zbytková tloušťka materiálu.

schéma měření:

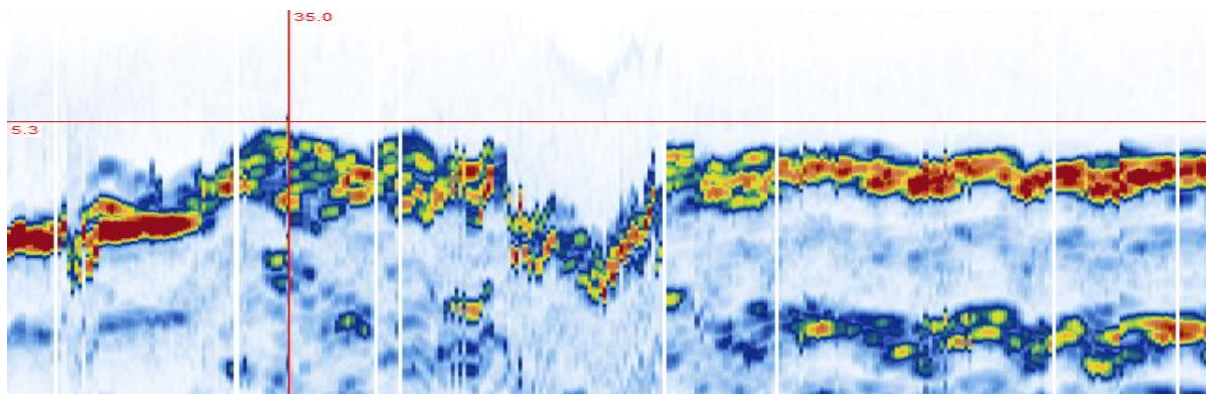


12.1. Kontrolované místo č.1:

Horní strana traverzy:

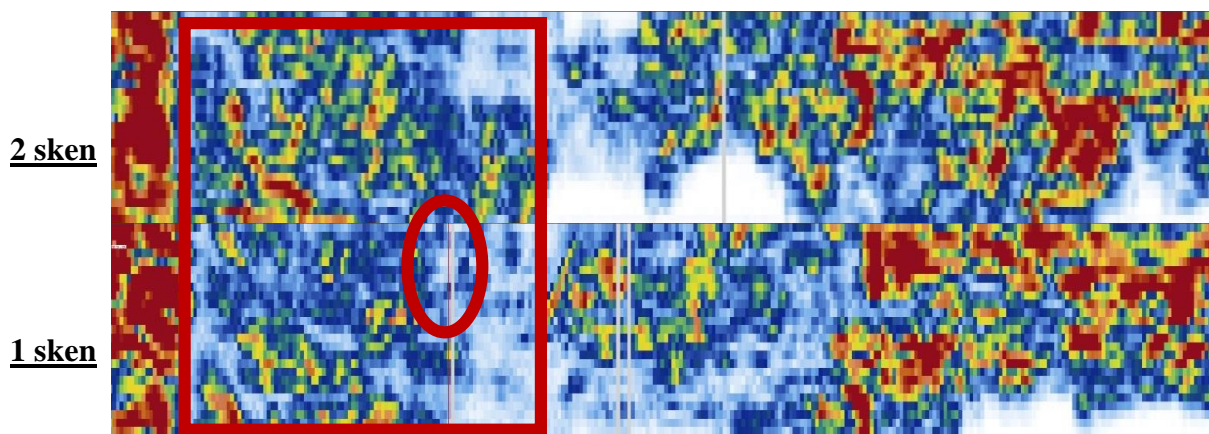


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 5,3 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (20-60 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 5,3 až 7,2 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,7 mm.

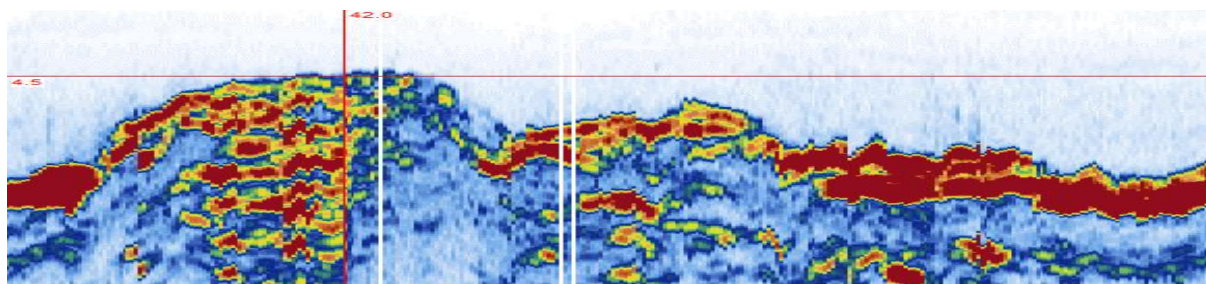


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 5,3 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 4,5 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (10-60 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 4,5 až 7,8 mm. Největší tloušťka materiálu je 11,9 mm.



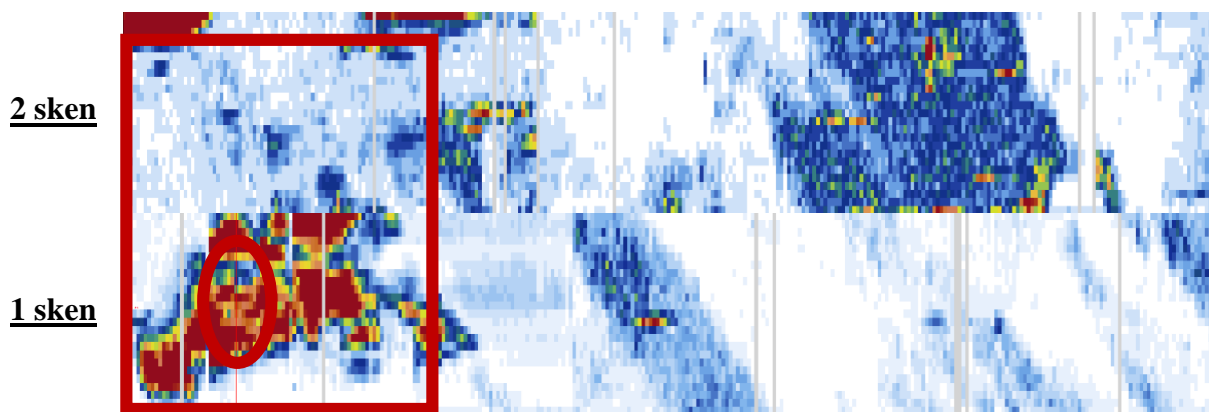
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 4,5 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.1

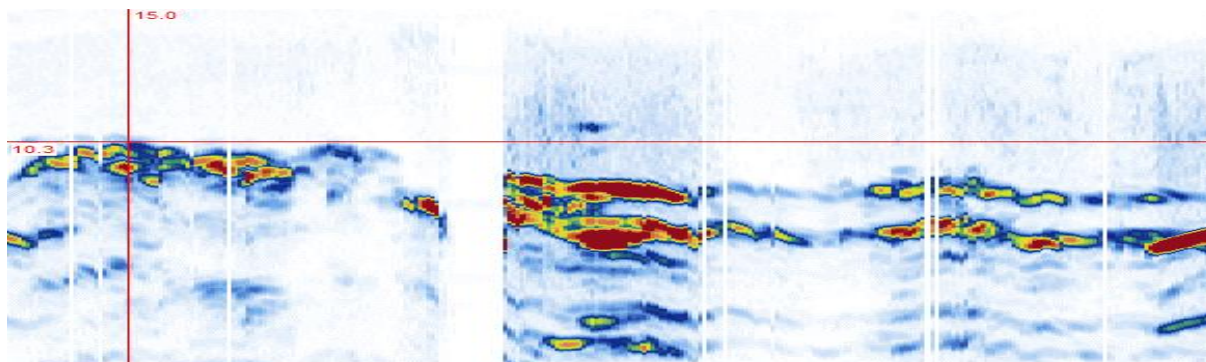


12.2. Kontrolované místo č.2:

Vnější strana traverzy:

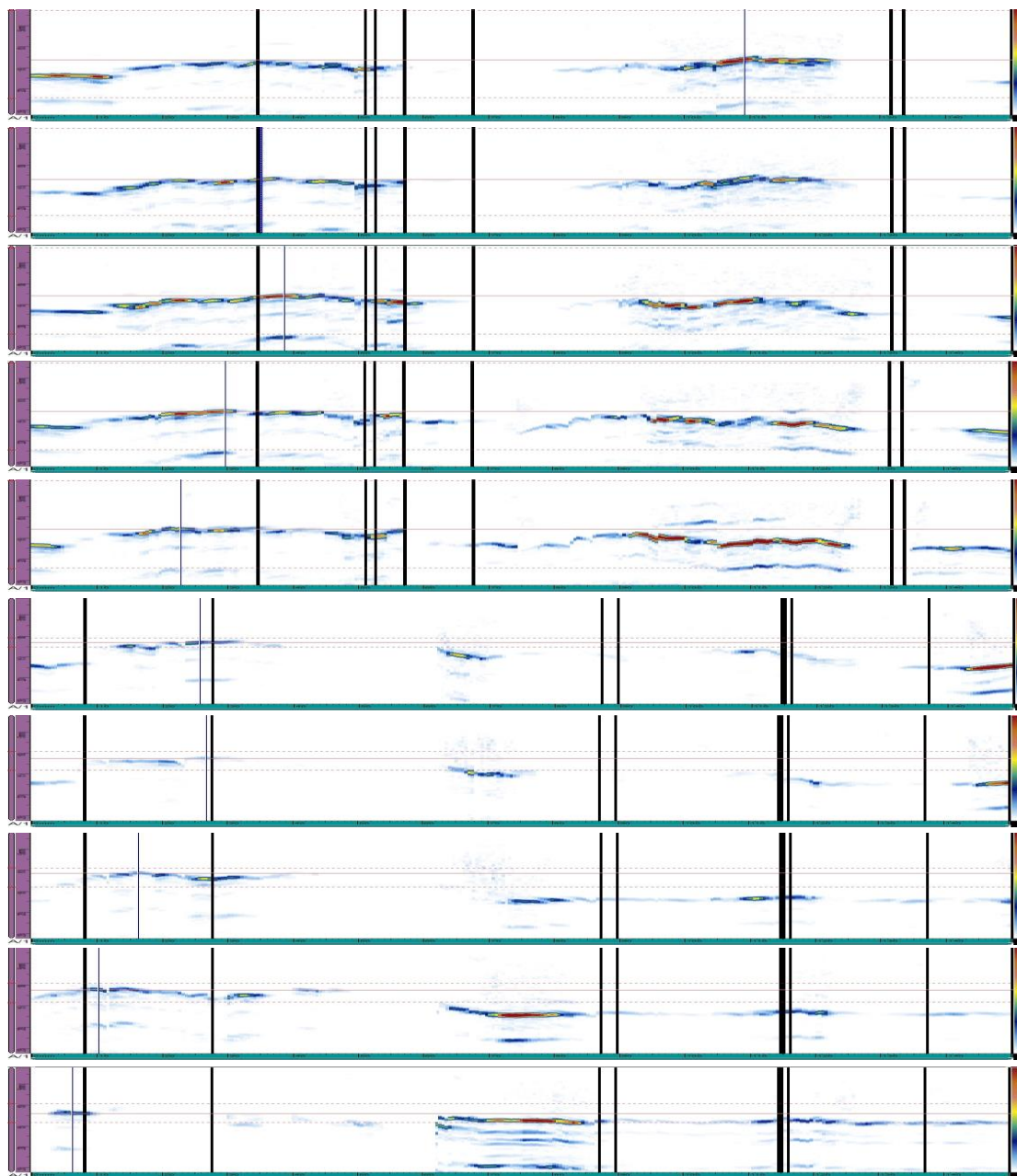


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 10,3 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (0-50 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 10,3 až 12,6 mm. Největší tloušťka materiálu je 16,8 mm.



Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 10,3 mm.

10 sken

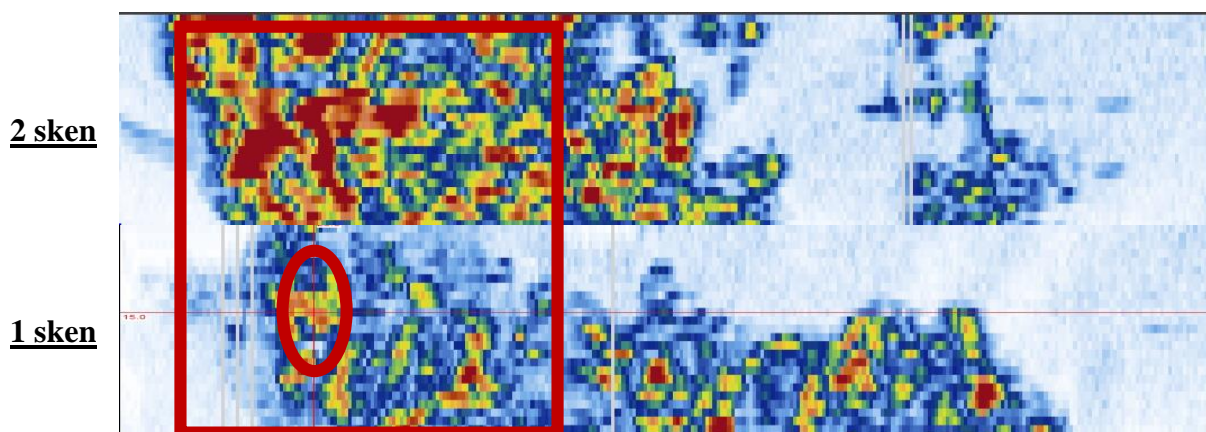


1 sken

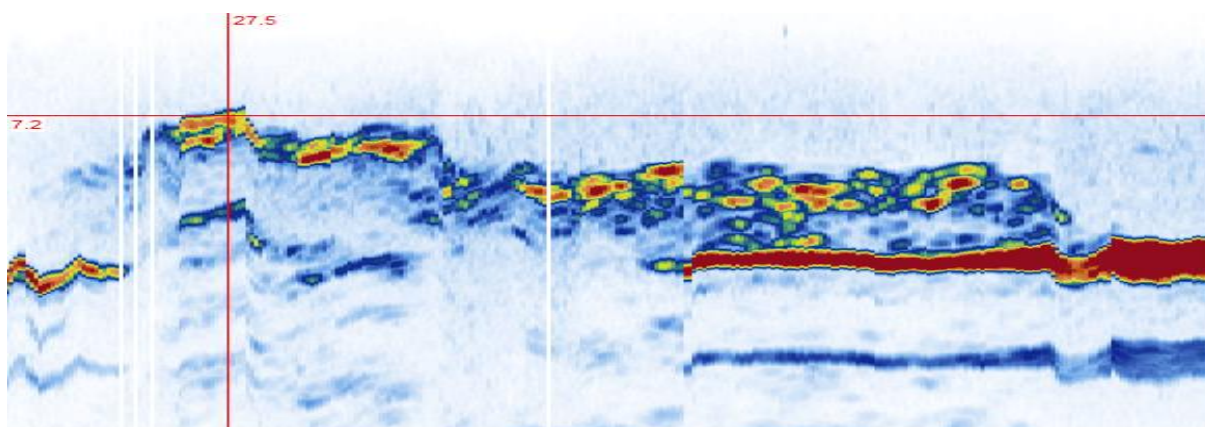
1 řez	min. 11,3 mm	6 řez	min. 12,5 mm
2 řez	min. 10,8 mm	7 řez	min. 12,5 mm
3 řez	min. 10,5 mm	8 řez	min. 12,6 mm
4 řez	min. 10,9 mm	9 řez	min. 13,1 mm
5 řez	min. 11,1 mm	10 řez	min. 12,5 mm

V tabulce jsou uvedeny minimální zbytkové tloušťky vybraných řezů (B-scanů). Řezy jsou od sebe vzdáleny cca 5 mm. 1 řez začíná cca 5 mm od kraje zkoušeného místa.

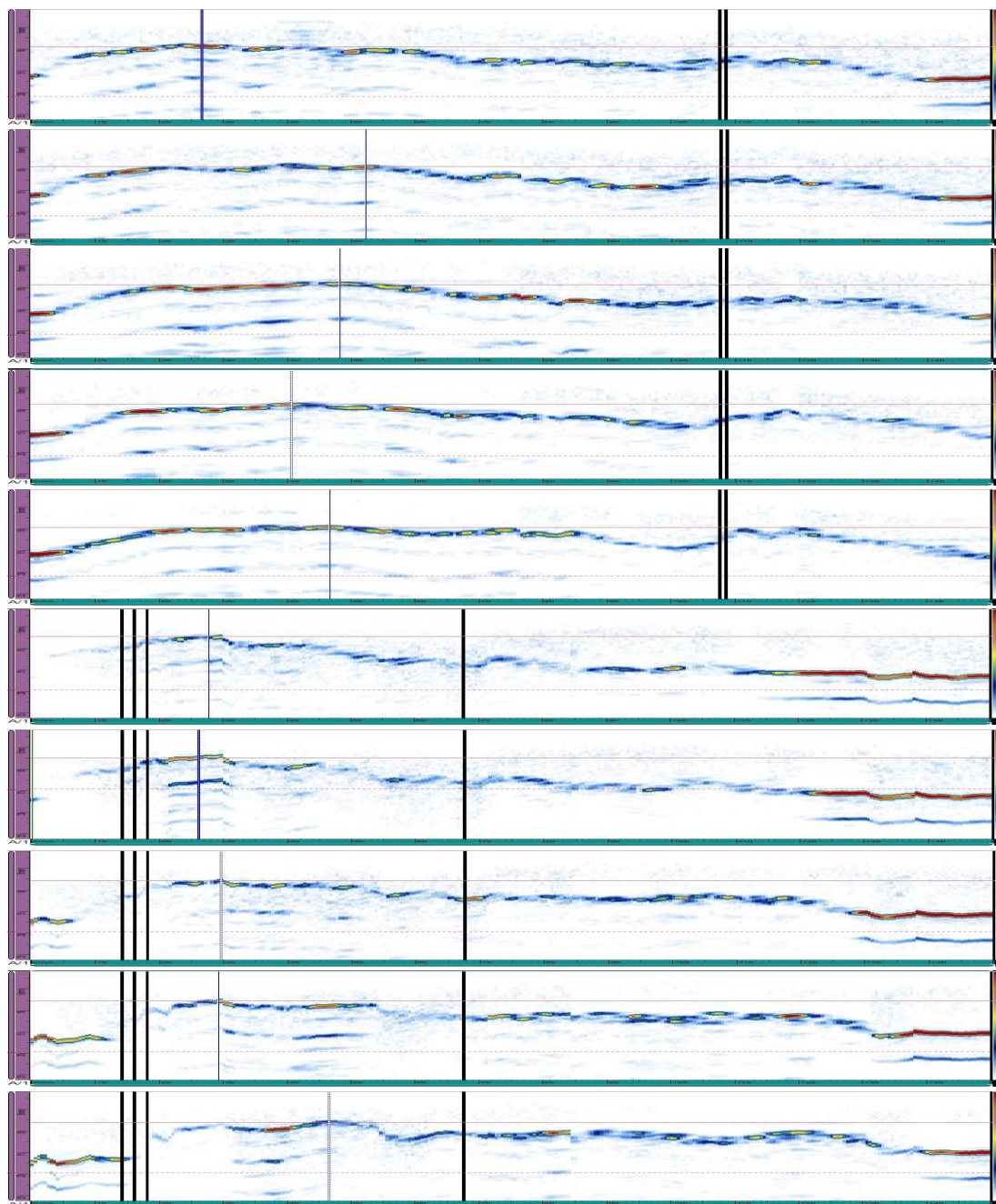
Vnitřní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 6,8 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (15-70 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 6,8 až 10,8 mm. Největší tloušťka materiálu je 16,3 mm.



Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 7,2 mm.

10 sken**1 sken**

1 řez	min. 7,7 mm	6 řez	min. 9,2 mm
2 řez	min. 7,5 mm	7 řez	min. 8,5 mm
3 řez	min. 7,5 mm	8 řez	min. 8,7 mm
4 řez	min. 6,9 mm	9 řez	min. 9,1 mm
5 řez	min. 7,2 mm	10 řez	min. 8,9 mm

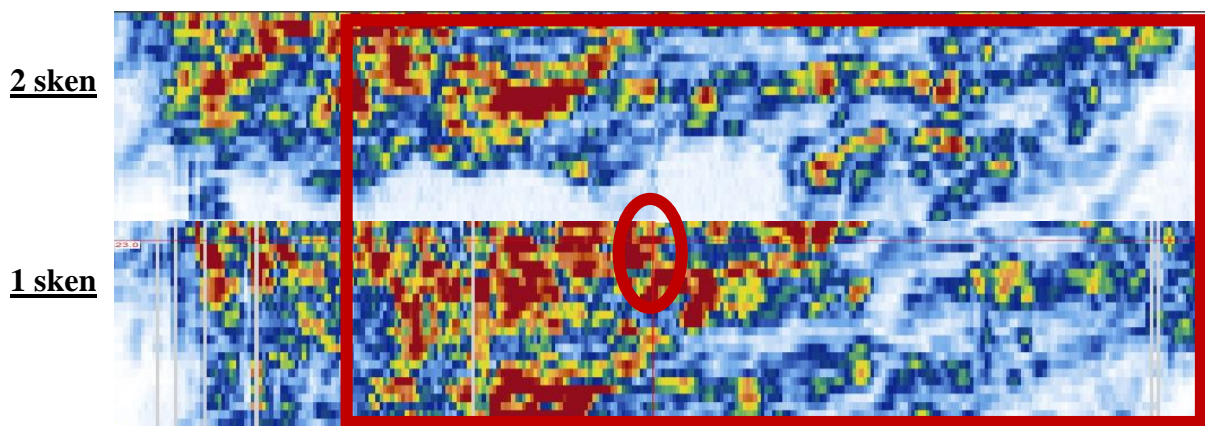
V tabulce jsou uvedeny minimální zbytkové tloušťky vybraných řezů (B-scanů). Řezy jsou od sebe vzdáleny cca 5 mm. 1 řez začíná cca 5 mm od kraje zkoušeného místa.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.2

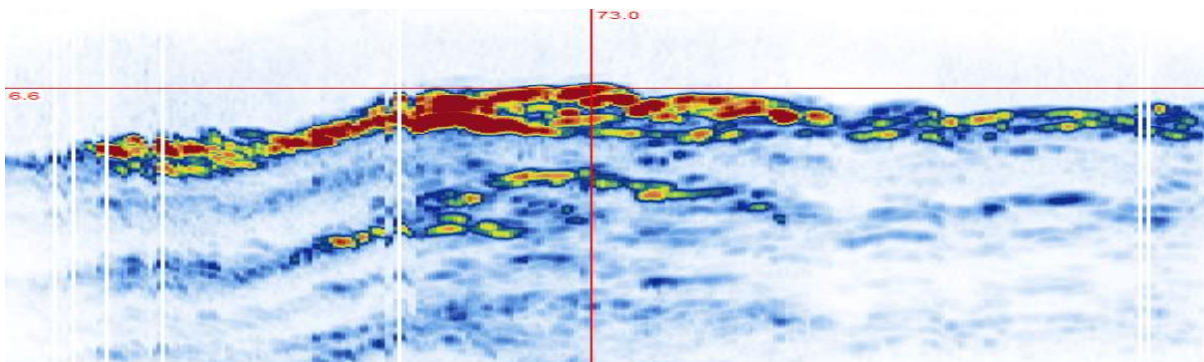


12.3. Kontrolované místo č.3:

Horní strana traverzy:

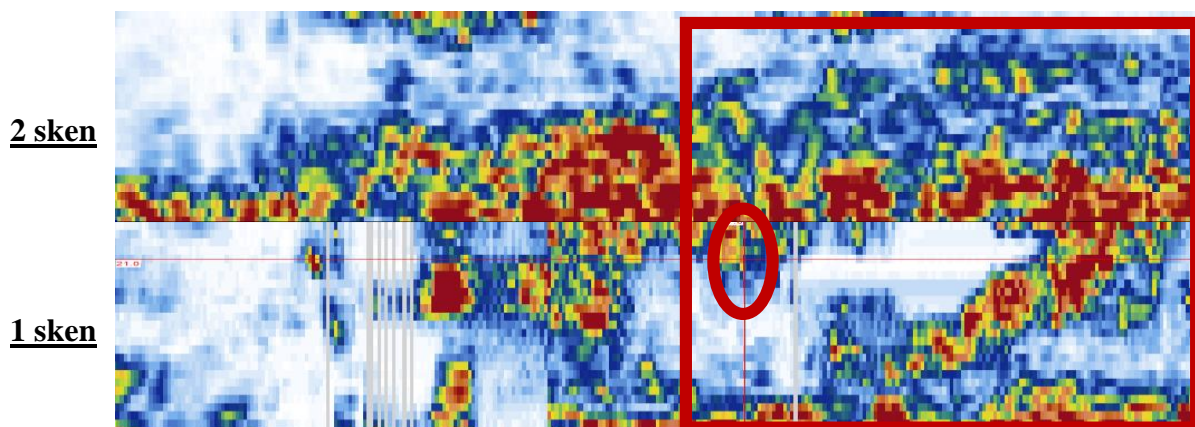


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 6,6 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (40-150 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 6,6 až 8,2 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,3 mm.

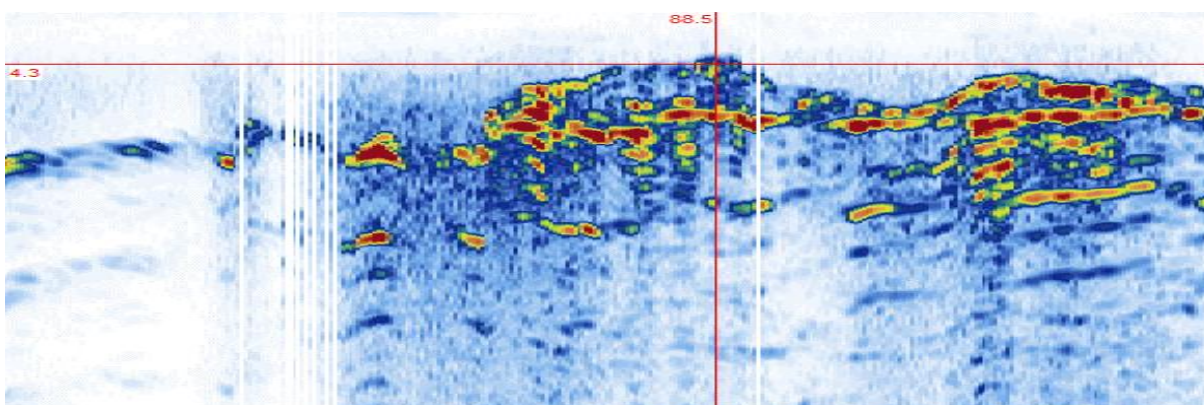


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 6,6 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 4,3 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (60-150 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 4,3 až 7,2 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,1 mm.



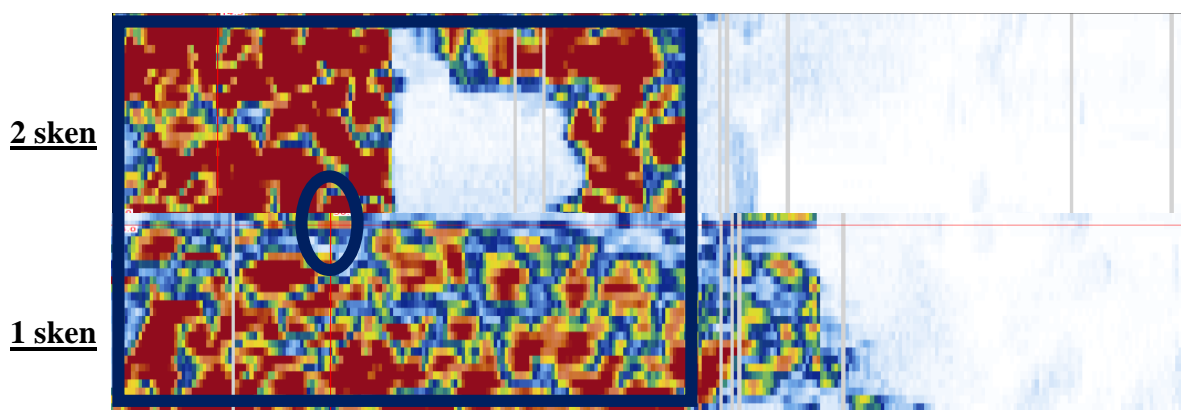
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 4,3 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.3

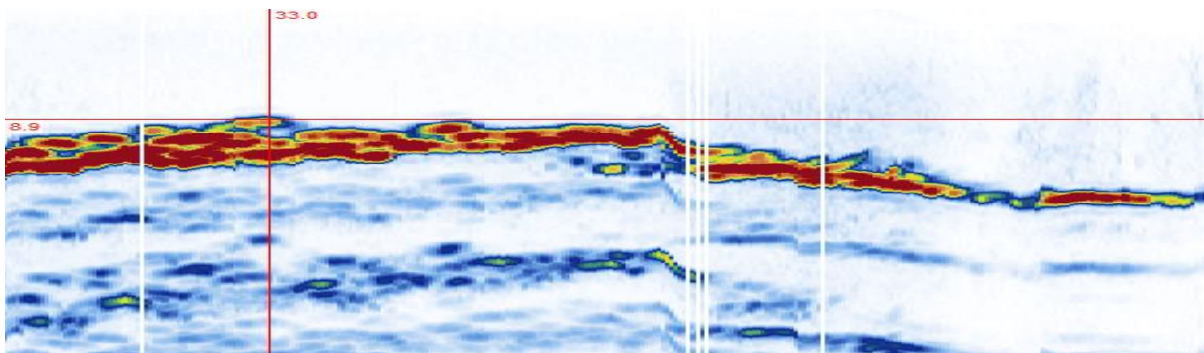


12.4. Kontrolované místo č.4:

Horní strana traverzy:

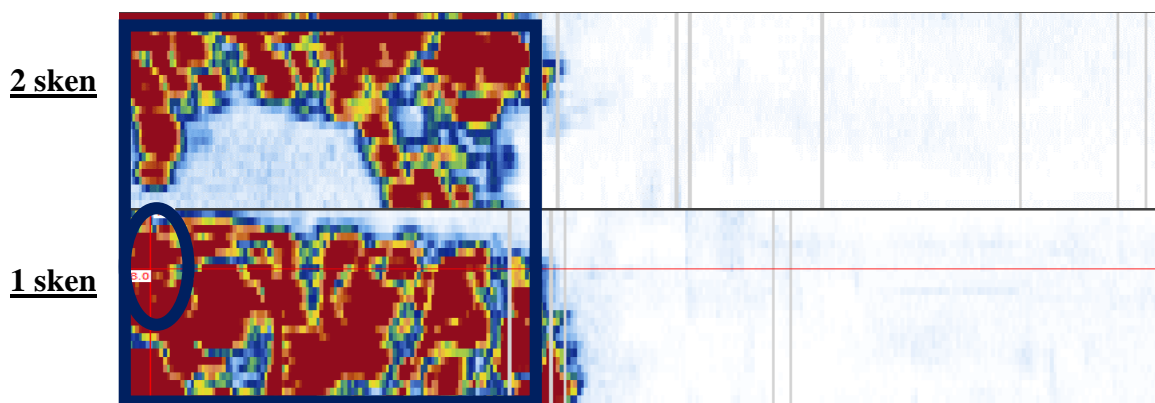


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 8,9 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (0-80 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 8,9 až 10,5 mm. Největší tloušťka materiálu je 14,2 mm.

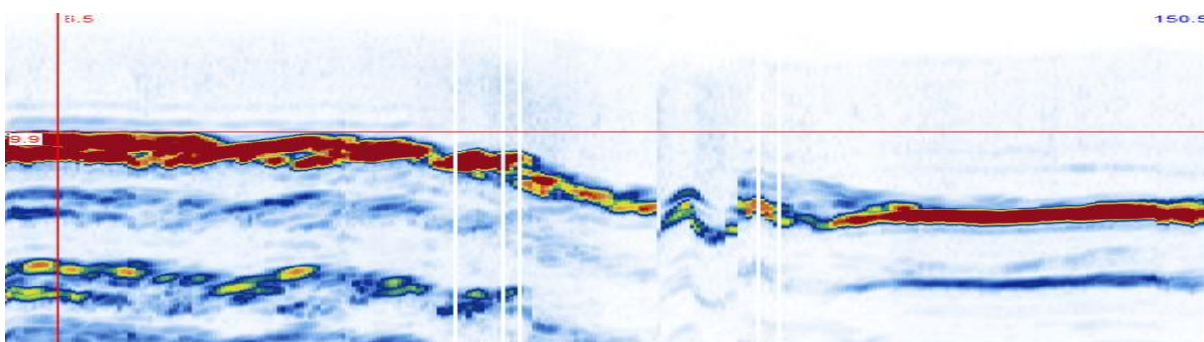


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 8,9 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 9,9 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (0-70 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 9,9 až 11,3 mm. Největší tloušťka materiálu je 15,3 mm.



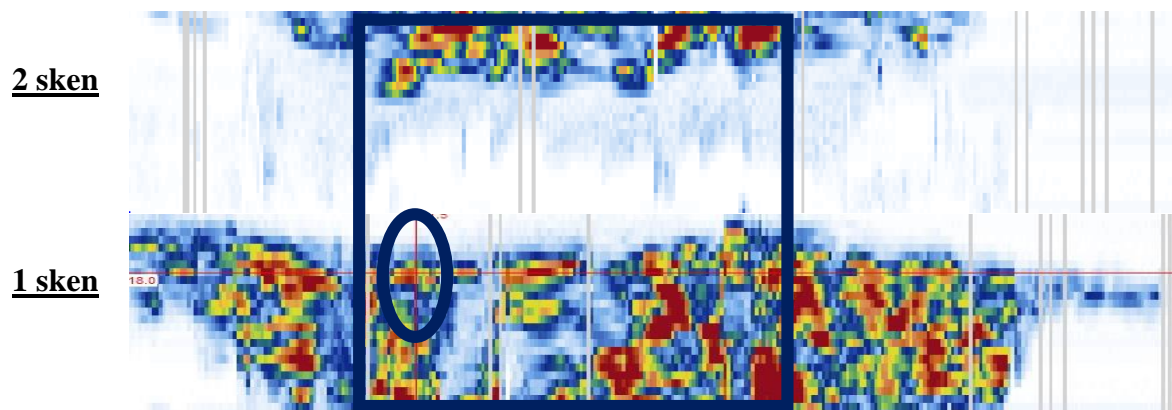
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 9,9 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.4

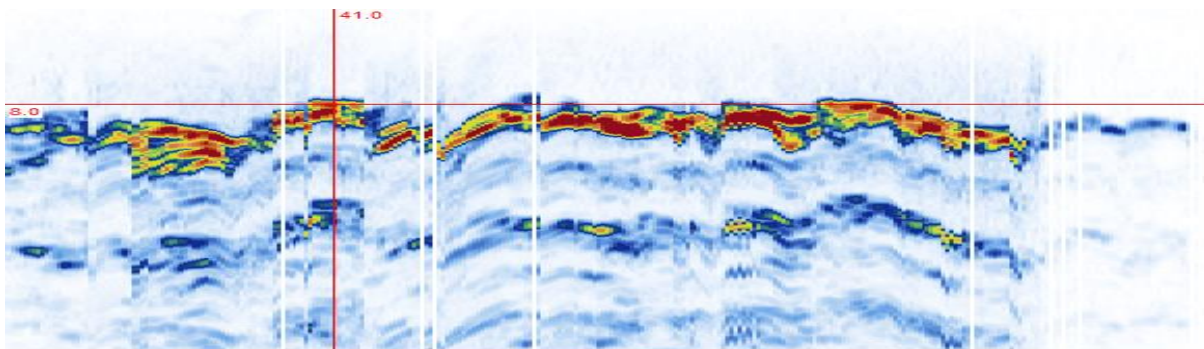


12.5. Kontrolované místo č.5:

Horní strana traverzy:

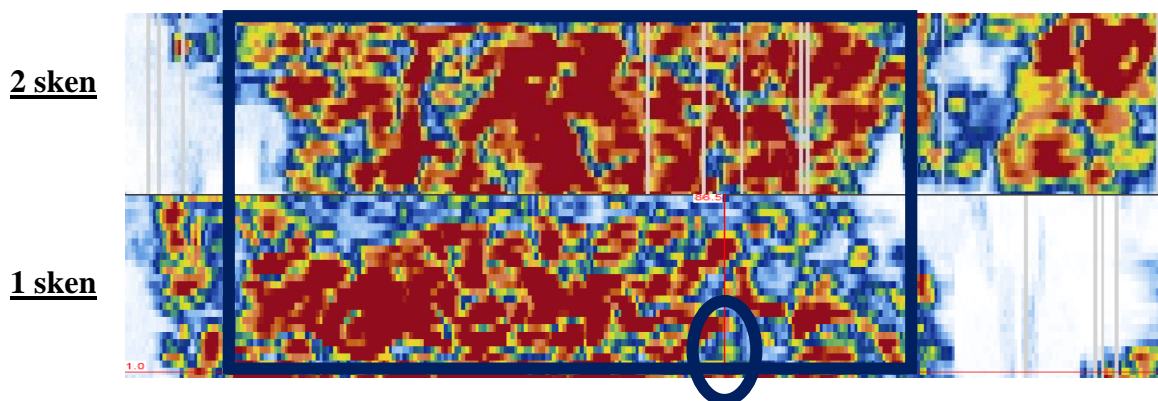


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 8,0 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (40-70 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 8,0 až 9,2 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,6 mm.

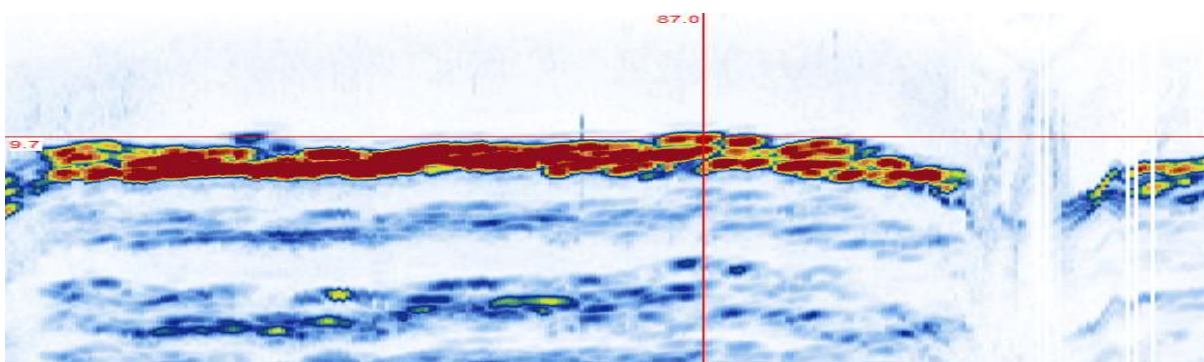


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 8,0 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 9,7 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (20-120 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 9,7 až 10,5 mm. Největší tloušťka materiálu je 12,8 mm.



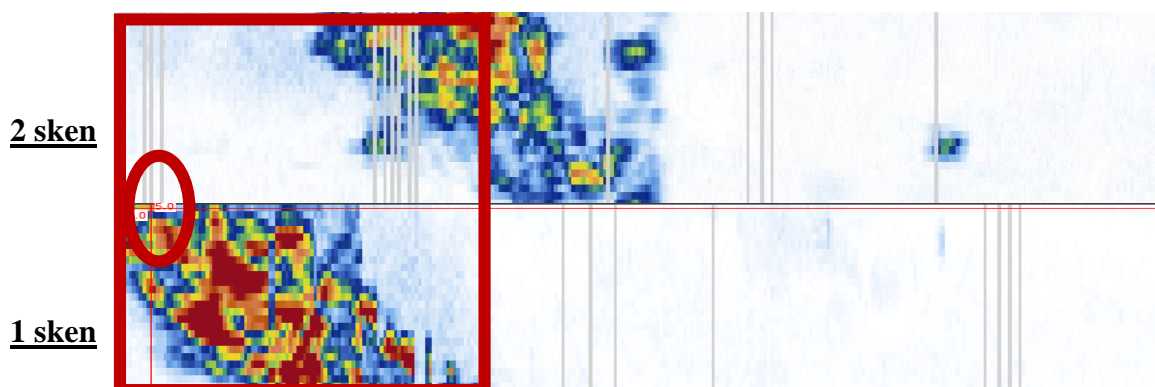
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 9,7 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.5

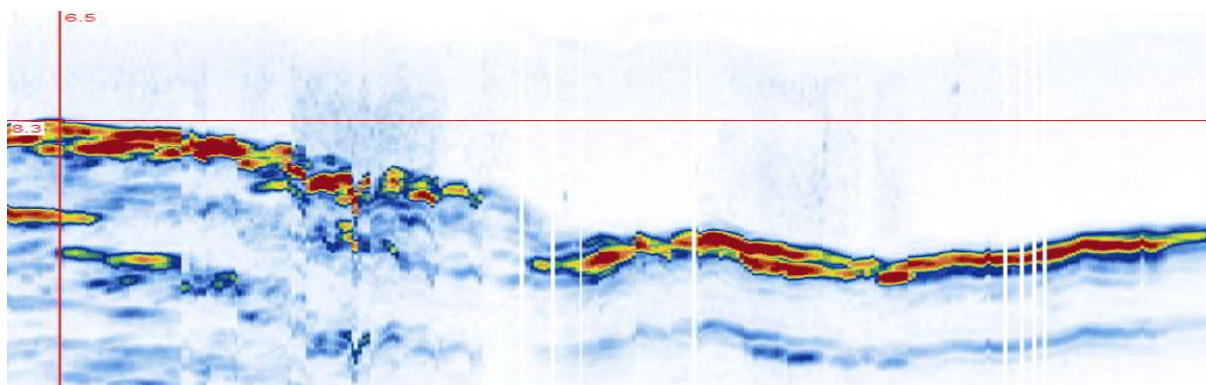


12.6. Kontrolované místo č.6:

Vnější strana traverzy:

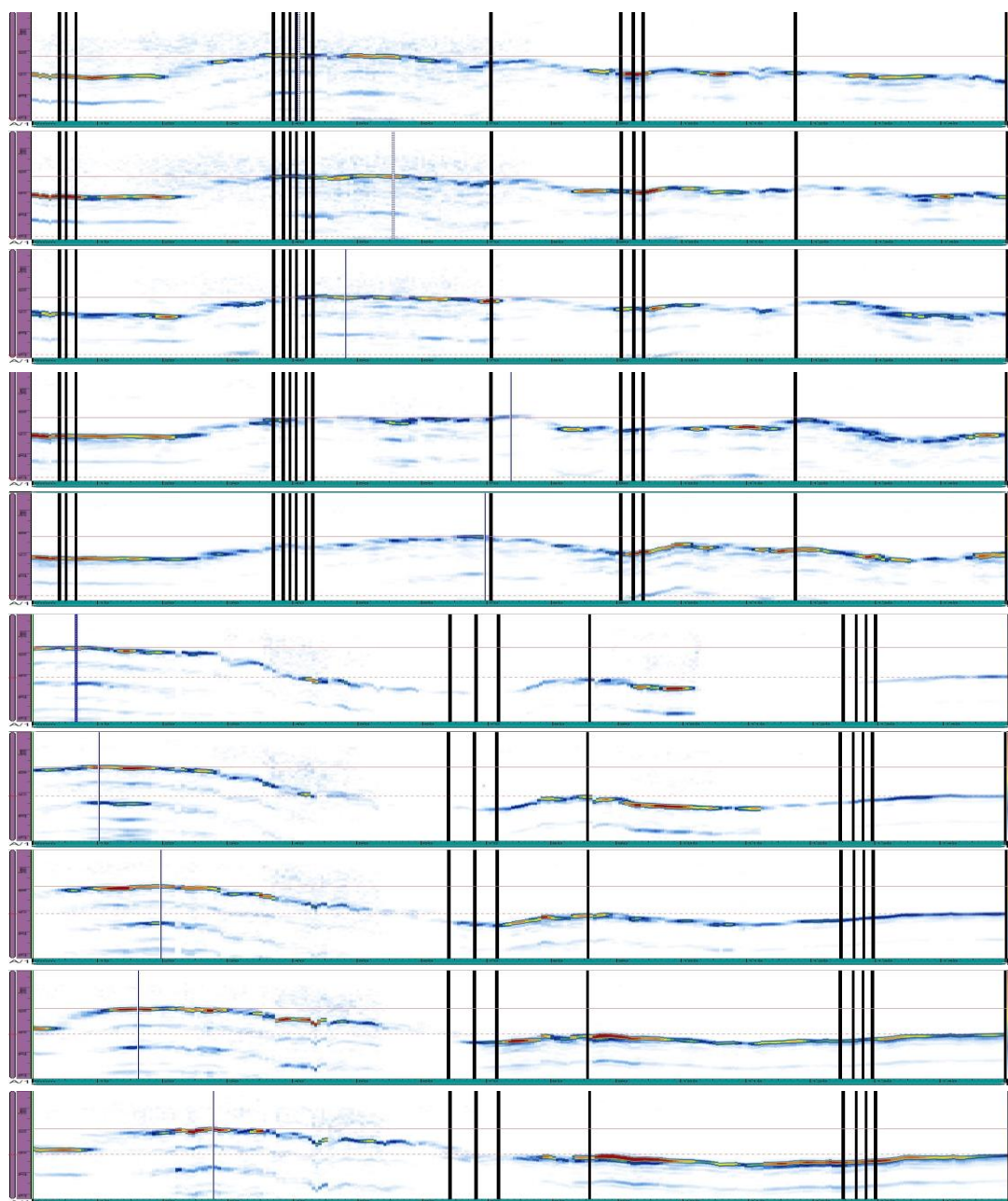


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 8,3 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (0-60 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 8,3 až 12,5 mm. Největší tloušťka materiálu je 16,8 mm.



Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 8,3 mm.

10 sken

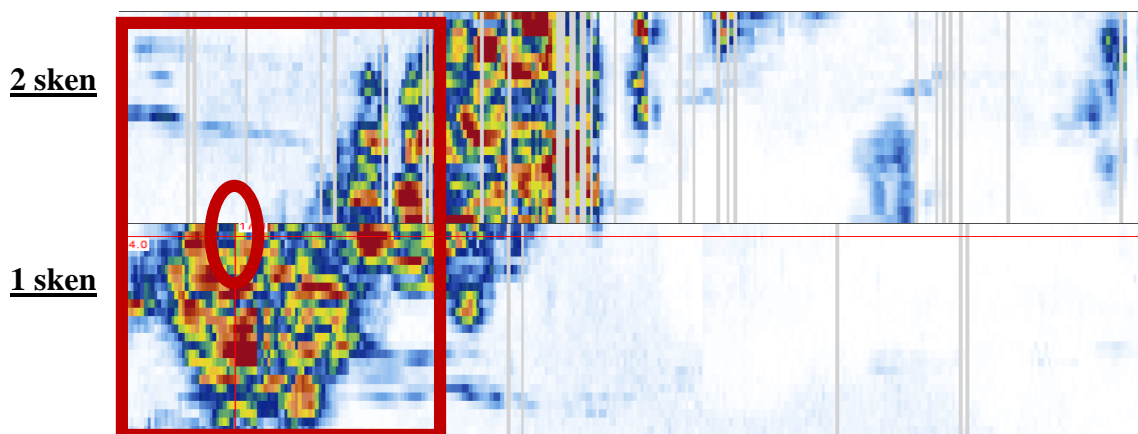


1 sken

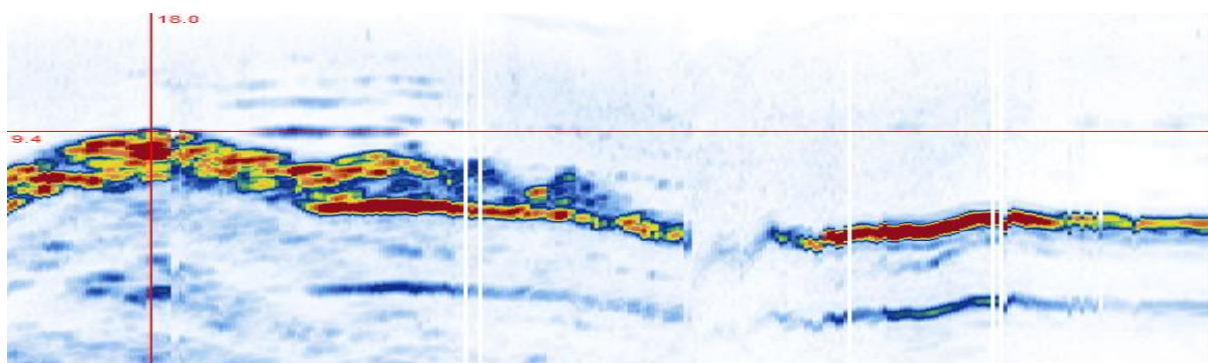
1 řez	min. 9,3 mm	6 řez	min. 10,9 mm
2 řez	min. 9,5 mm	7 řez	min. 11,3 mm
3 řez	min. 9,0 mm	8 řez	min. 11,7 mm
4 řez	min. 8,6 mm	9 řez	min. 10,9 mm
5 řez	min. 8,5 mm	10 řez	min. 10,6 mm

V tabulce jsou uvedeny minimální zbytkové tloušťky vybraných řezů (B-scanů). Řezy jsou od sebe vzdáleny cca 5 mm. 1 řez začíná cca 5 mm od kraje zkoušeného místa.

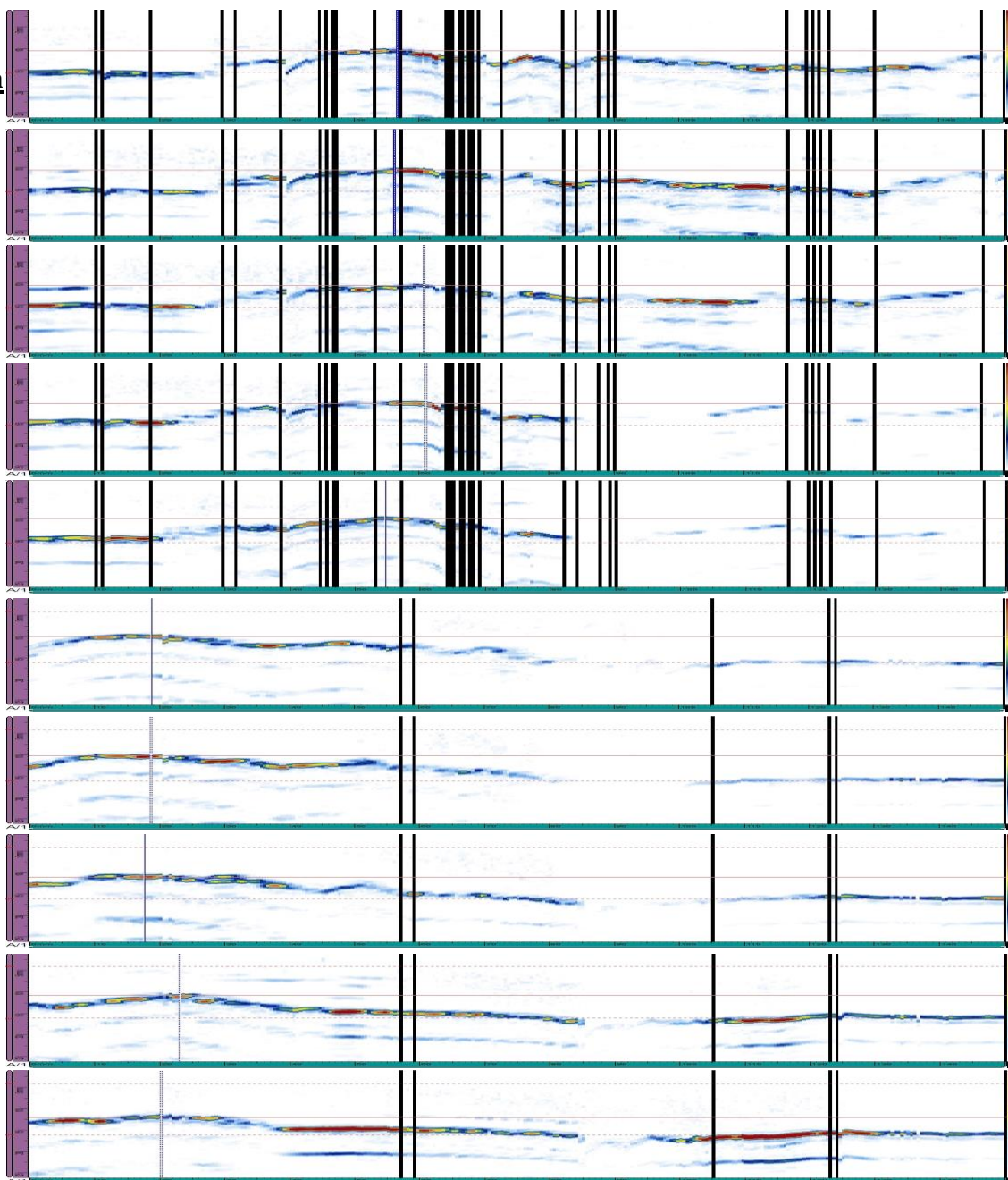
Vnitřní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 9,4 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (0-50 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 9,4 až 11 mm. Největší tloušťka materiálu je 15,5 mm.



Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 9,4 mm.

10 sken**1 sken**

1 řez	min. 11,4 mm	6 řez	min. 9,5 mm
2 řez	min. 10,5 mm	7 řez	min. 10,4 mm
3 řez	min. 10,5 mm	8 řez	min. 10,4 mm
4 řez	min. 9,9 mm	9 řez	min. 10,2 mm
5 řez	min. 9,6 mm	10 řez	min. 10,4 mm

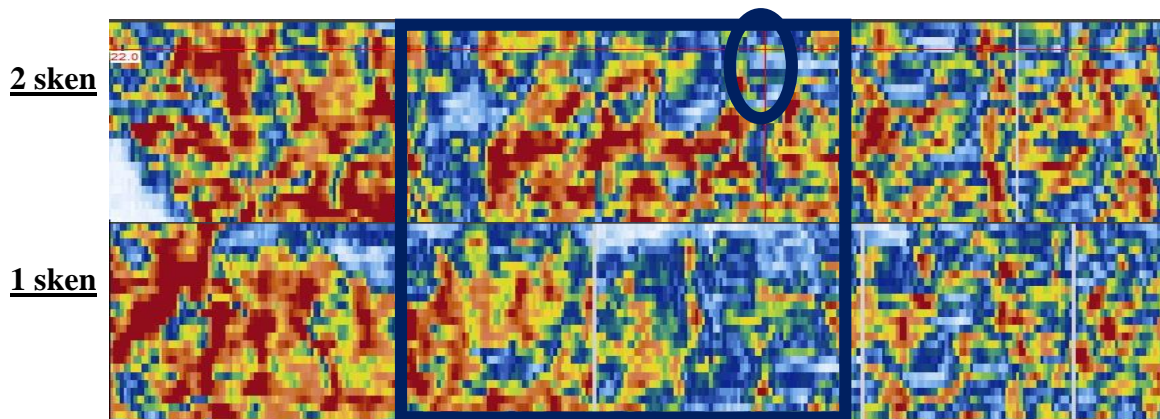
V tabulce jsou uvedeny minimální zbytkové tloušťky vybraných řezů (B-scanů). Řezy jsou od sebe vzdáleny cca 5 mm. 1 řez začíná cca 5 mm od kraje zkoušeného místa.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.6

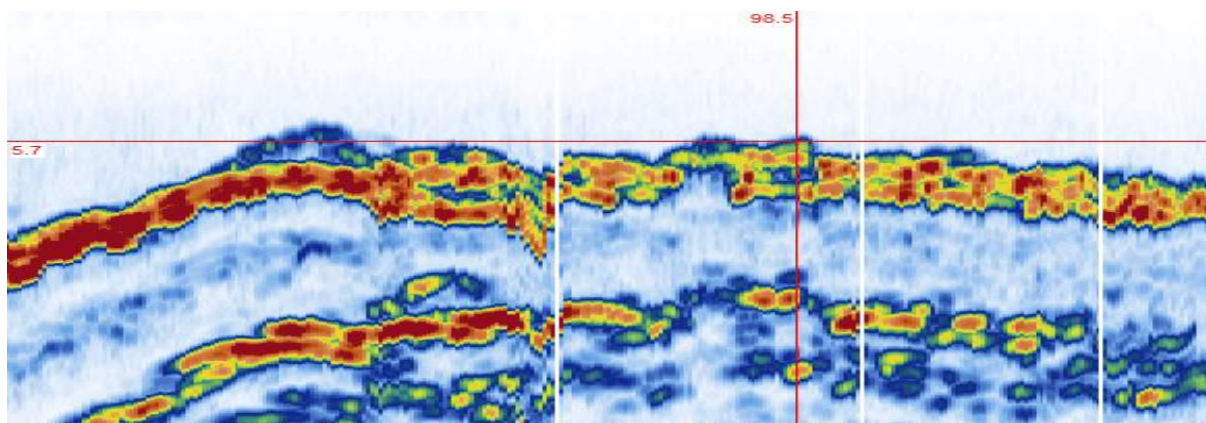


12.7. Kontrolované místo č.7:

Horní strana traverzy:

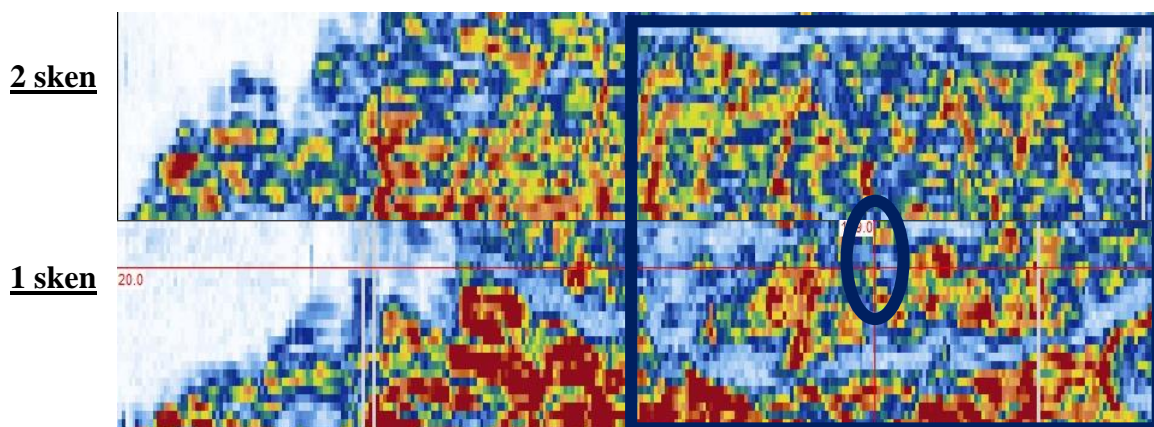


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 5,7 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (50-110 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 5,7 až 7,4 mm. Největší tloušťka materiálu je 9,6 mm.

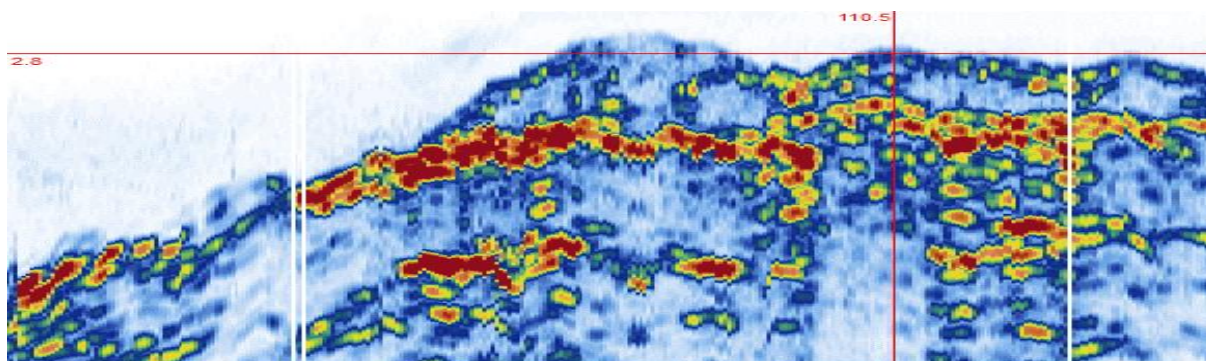


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 5,7 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 2,8 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (60-150 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 3,1 až 6,8 mm. Největší tloušťka materiálu je 11,3 mm.



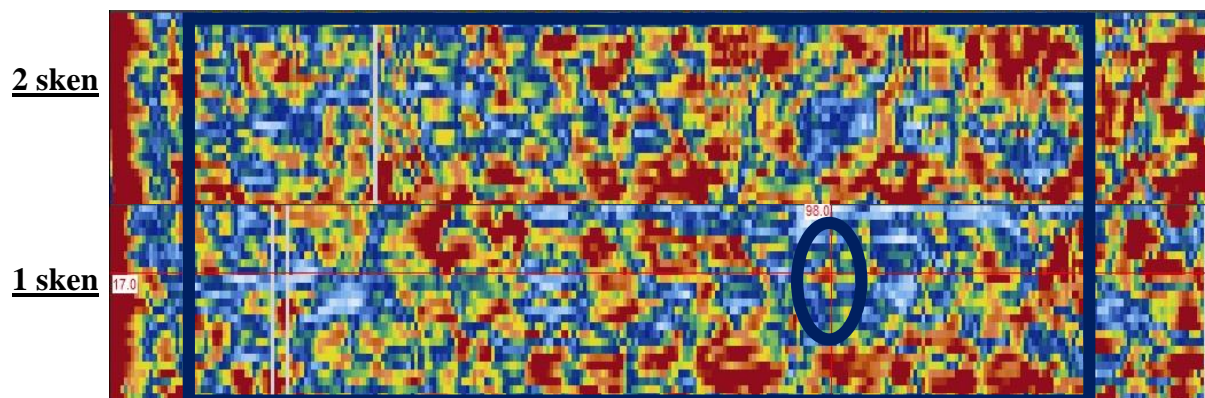
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 2,8 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.7

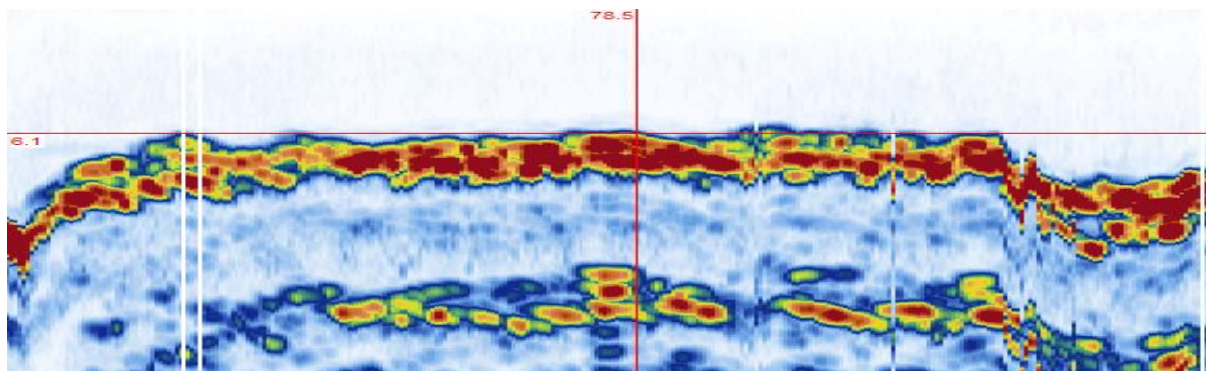


12.8. Kontrolované místo č.8:

Horní strana traverzy:

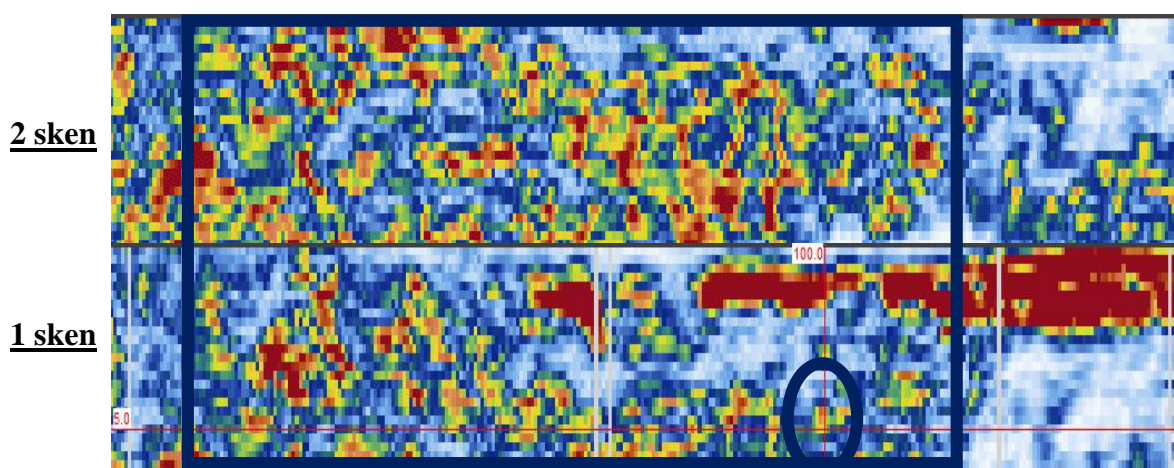


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 6,1 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (20-120 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 6,1 až 7,5 mm. Největší tloušťka materiálu je 11,9 mm.

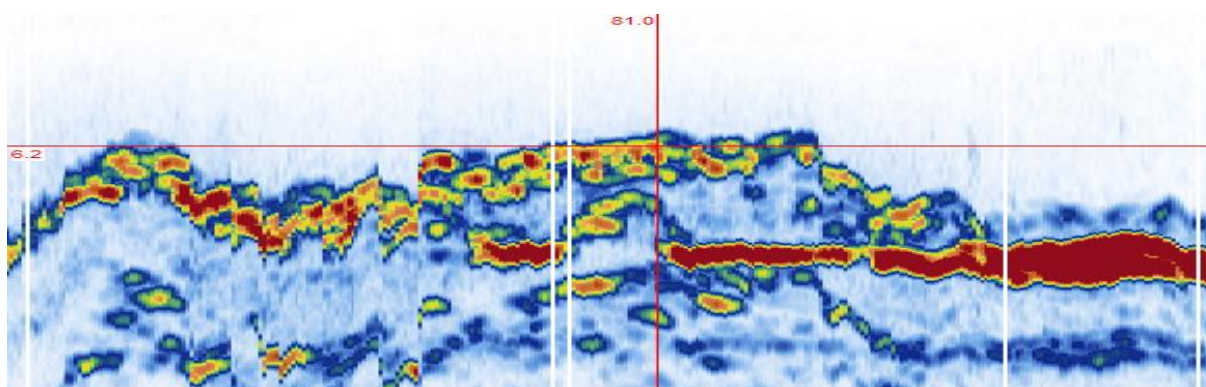


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 6,1 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 6,2 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (20-120 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 6,2 až 7,8 mm. Největší tloušťka materiálu je 11,2 mm.



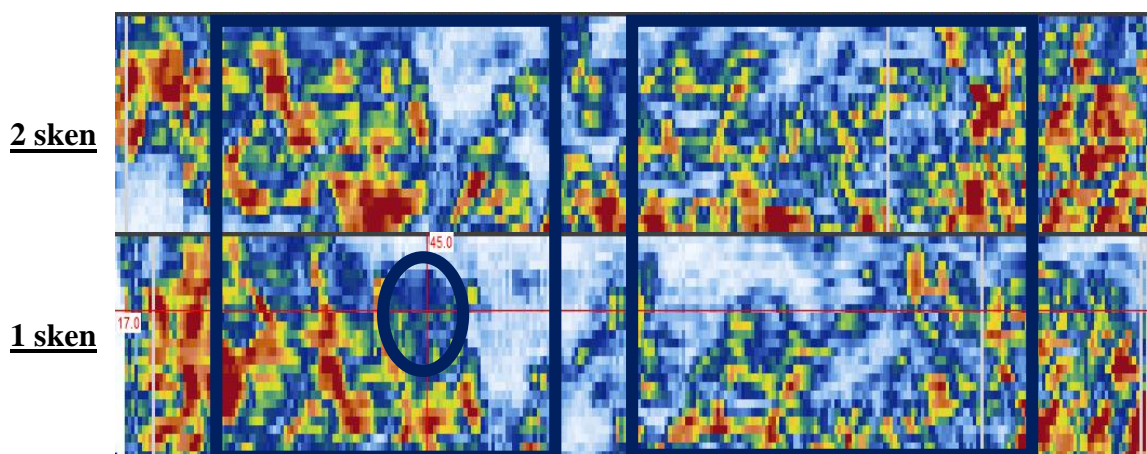
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 6,2 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.8

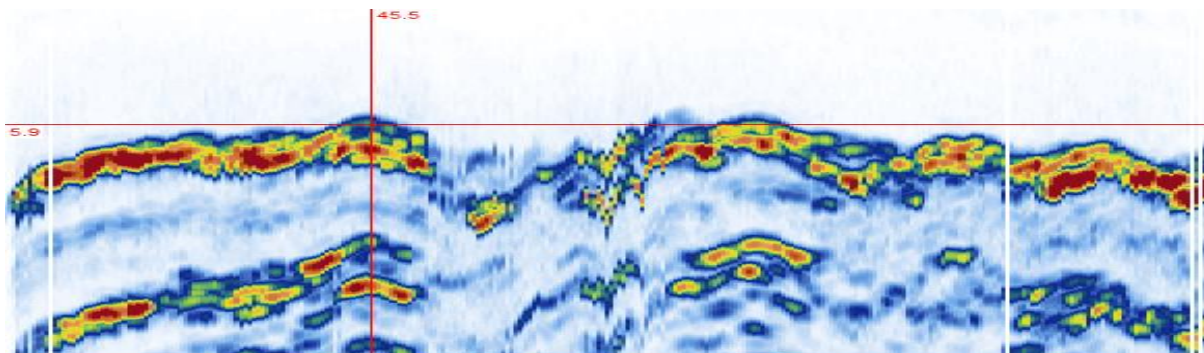


12.9. Kontrolované místo č.9:

Horní strana traverzy:

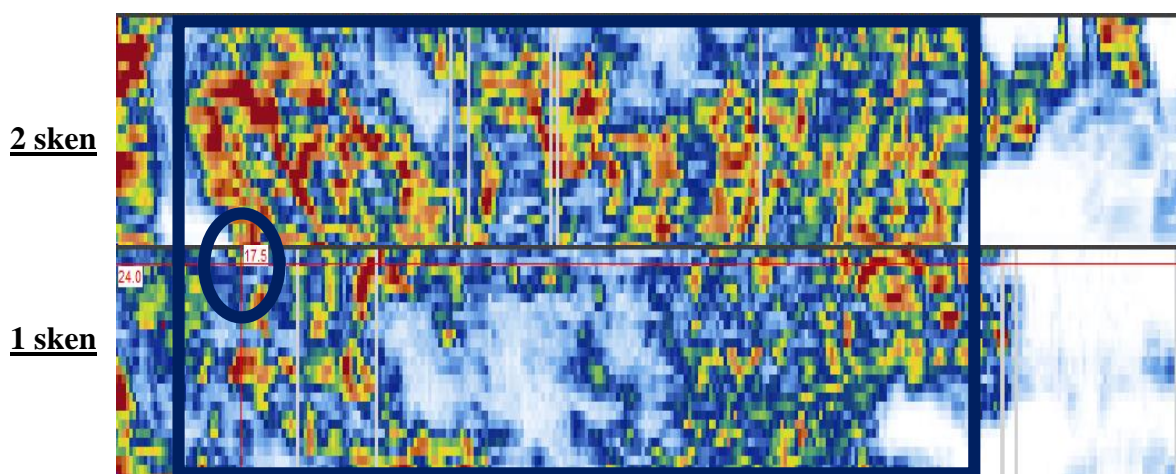


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 5,9 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (10-70, 90-120 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 5,9 až 7,2 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,1 mm

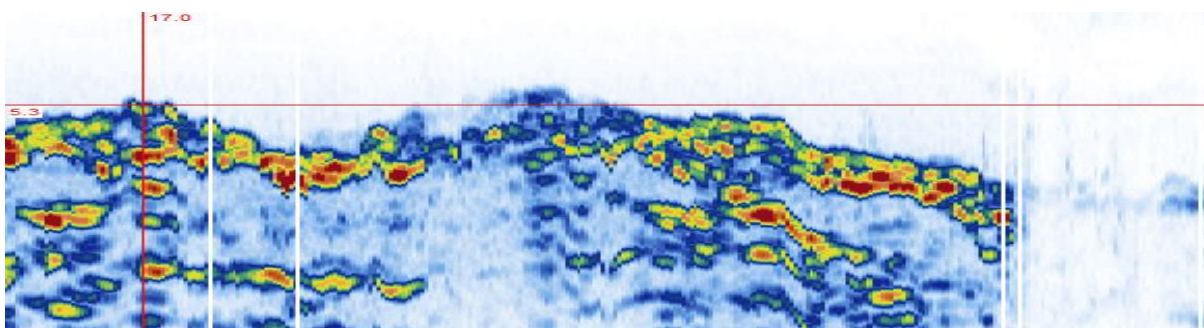


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 5,9 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 5,3 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (10-120 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 5,3 až 8,5 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,4 mm



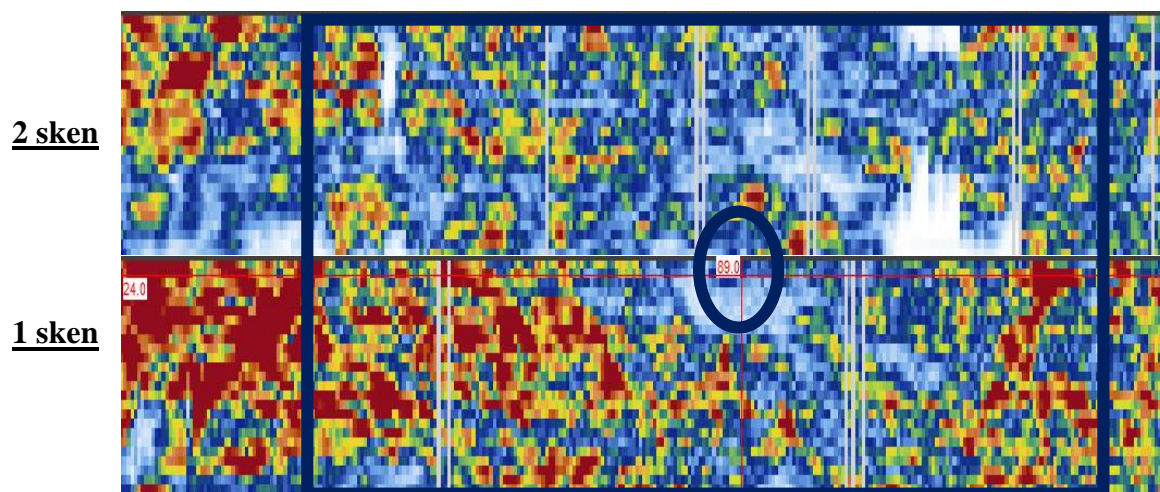
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 5,3 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.9

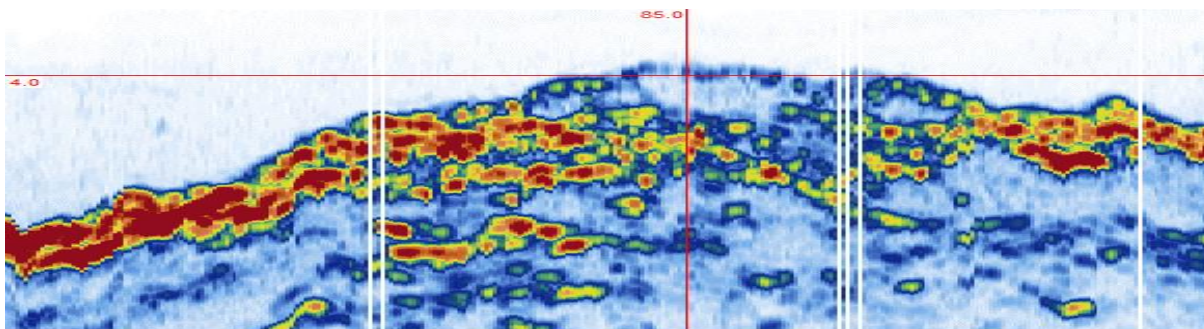


12.10. Kontrolované místo č.10:

Horní strana traverzy:

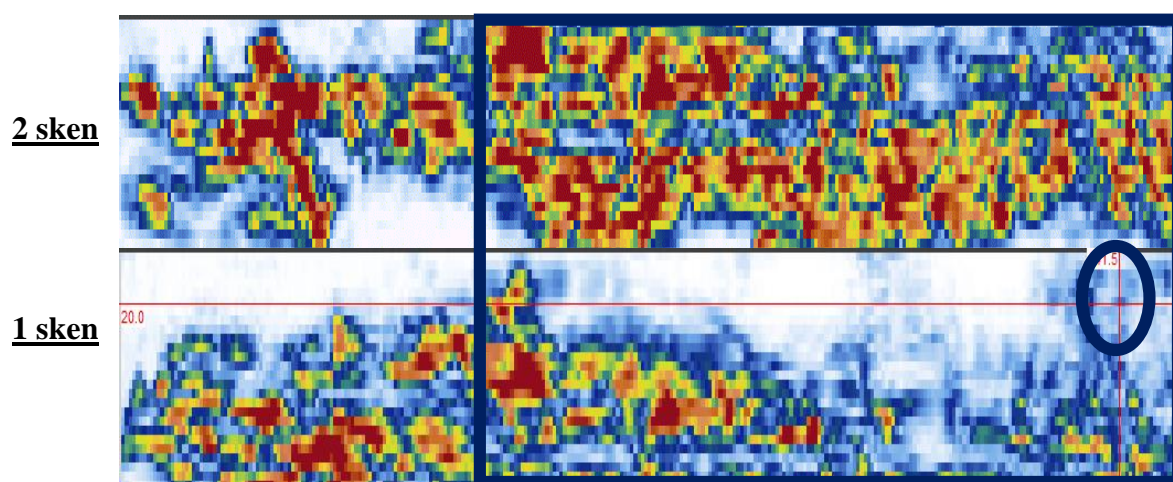


Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 4,0 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozi je označena čtvercem (40-140 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 4,0 až 6,8 mm. Největší tloušťka materiálu je 10,7 mm

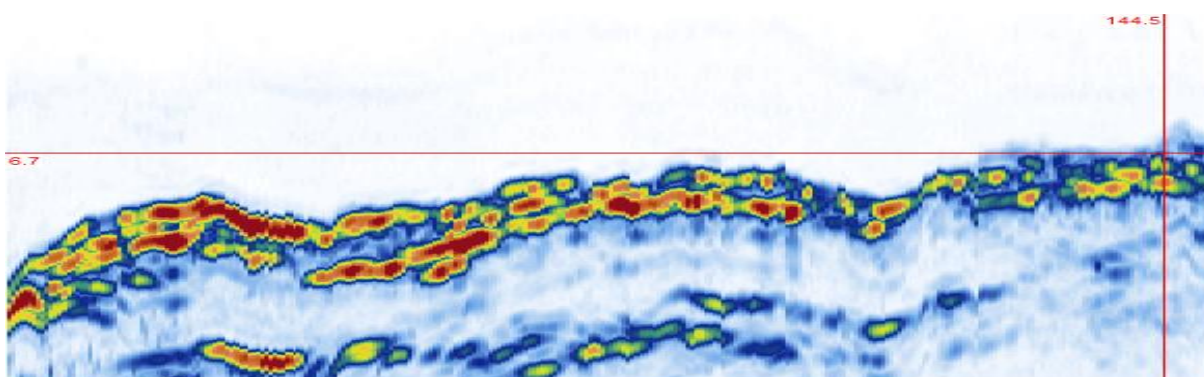


Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 4,0 mm.

Spodní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 6,7 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (60-150 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 6,7 až 10,5 mm. Největší tloušťka materiálu je 12,2 mm



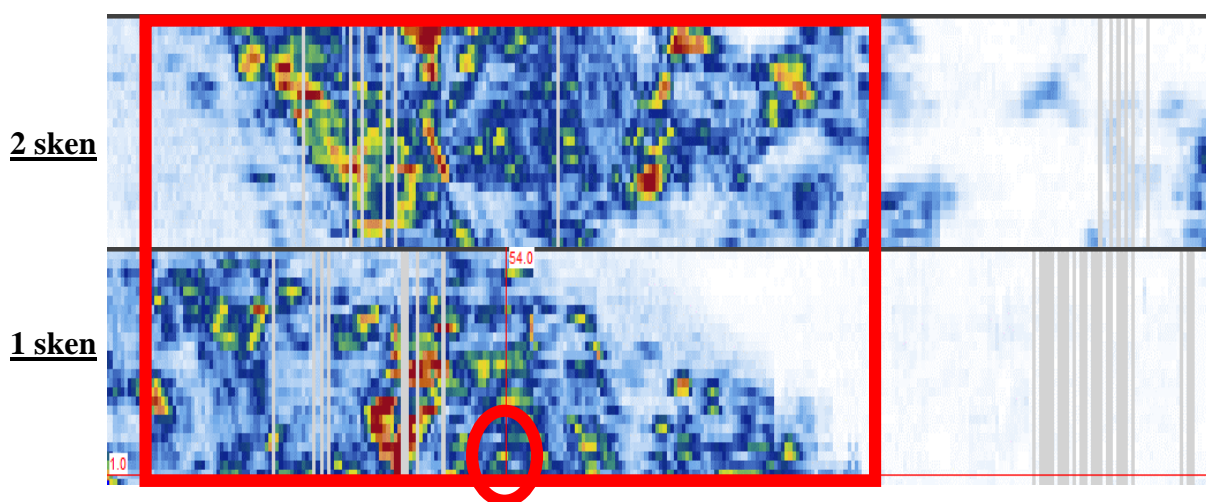
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 6,7 mm.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.10

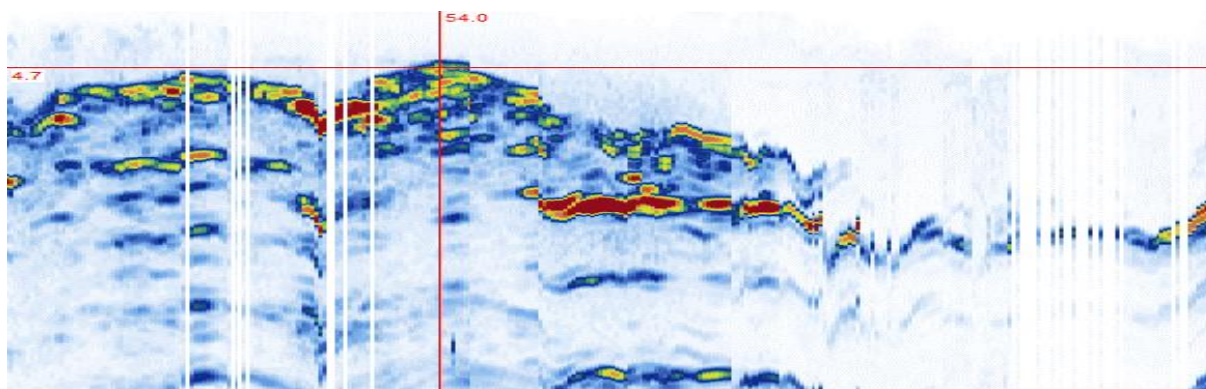


12.11. Kontrolované místo č.11:

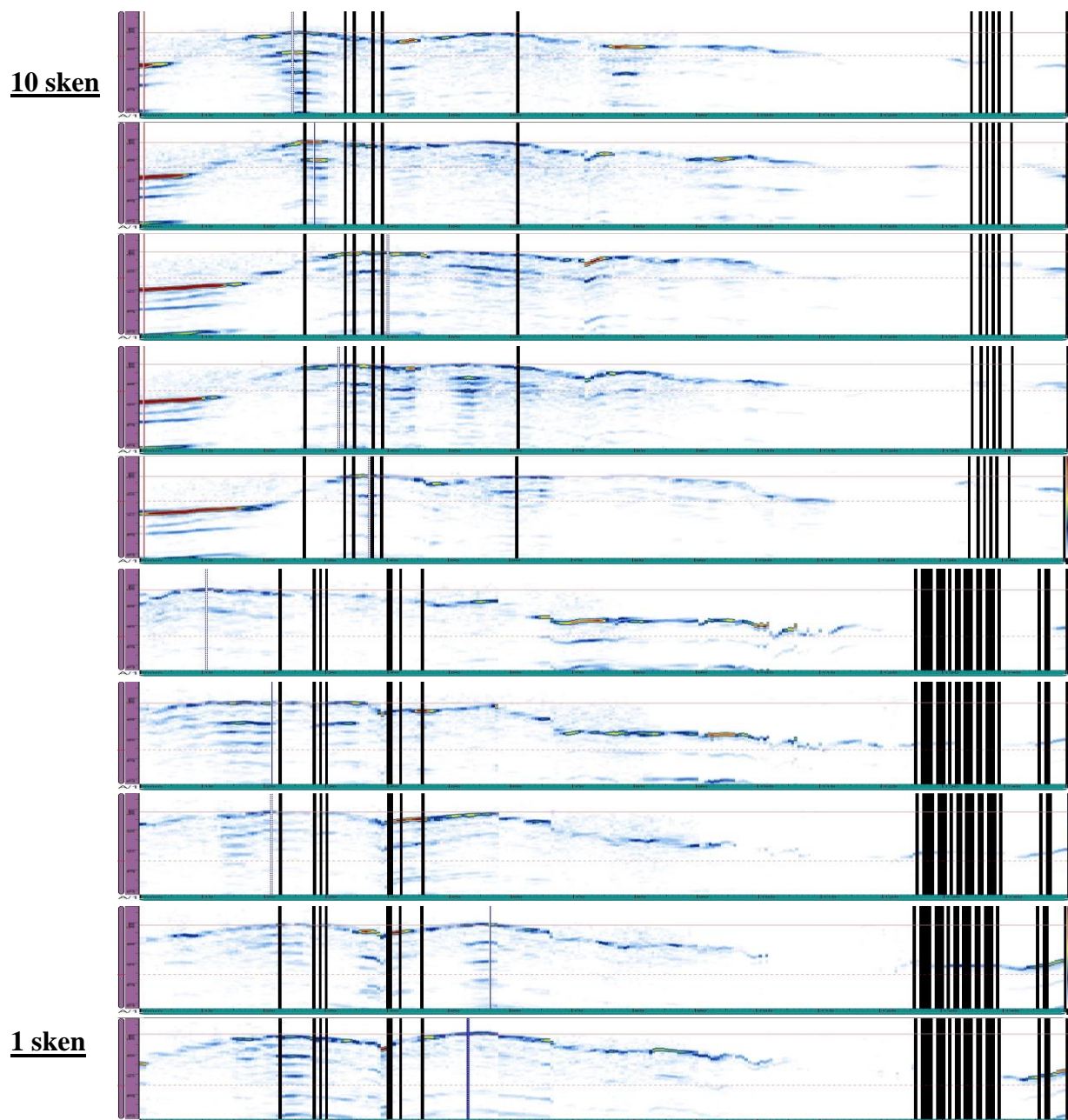
Vnější strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 4,4 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (10-100 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 4,4 až 10,6 mm. Největší tloušťka materiálu je 15,1 mm



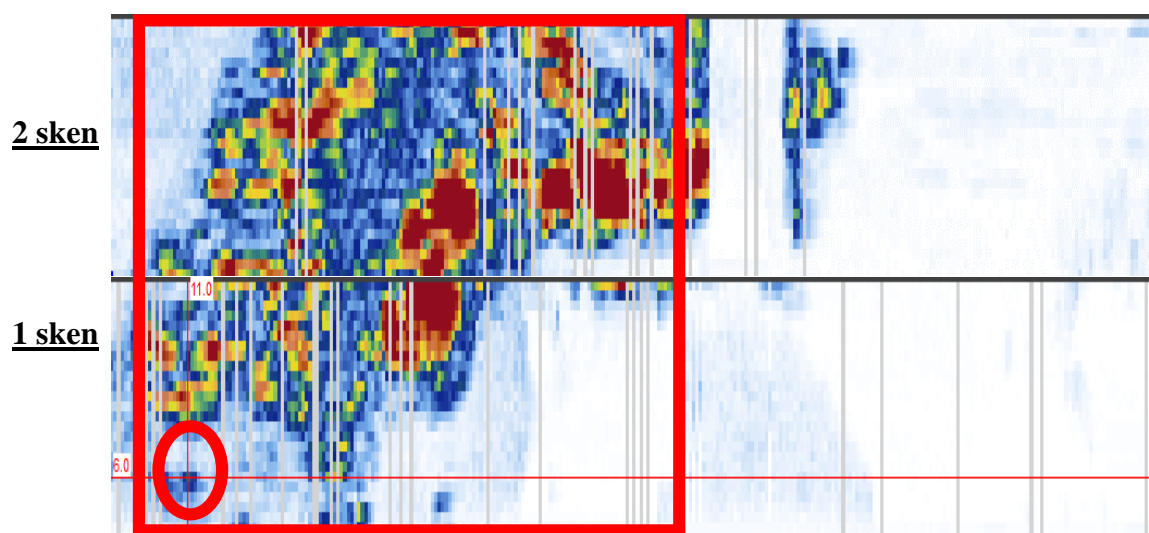
Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 4,7 mm.



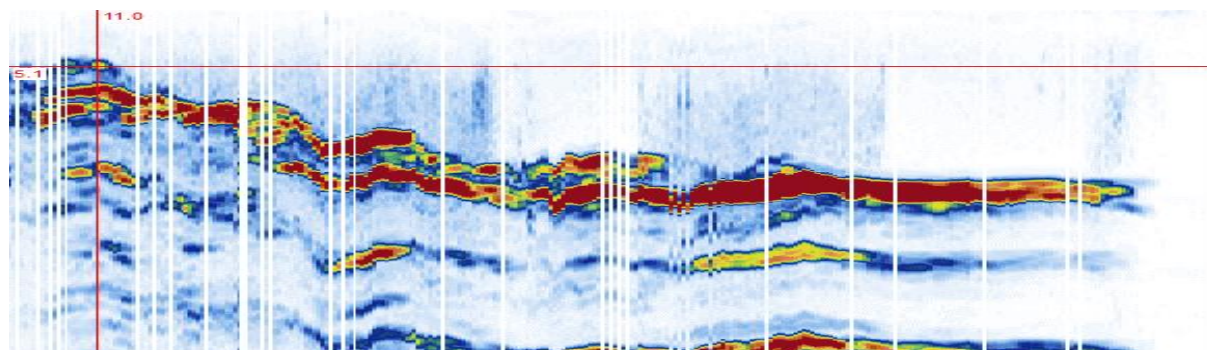
1 řez	min. 4,5 mm	6 řez	min. 5,5 mm
2 řez	min. 5,2 mm	7 řez	min. 5,5 mm
3 řez	min. 5,4 mm	8 řez	min. 5,5 mm
4 řez	min. 6,0 mm	9 řez	min. 5,4 mm
5 řez	min. 5,9 mm	10 řez	min. 5,9 mm

V tabulce jsou uvedeny minimální zbytkové tloušťky vybraných řezů (B-scanů). Řezy jsou od sebe vzdáleny cca 5 mm. 1 řez začíná cca 5 mm od kraje zkoušeného místa.

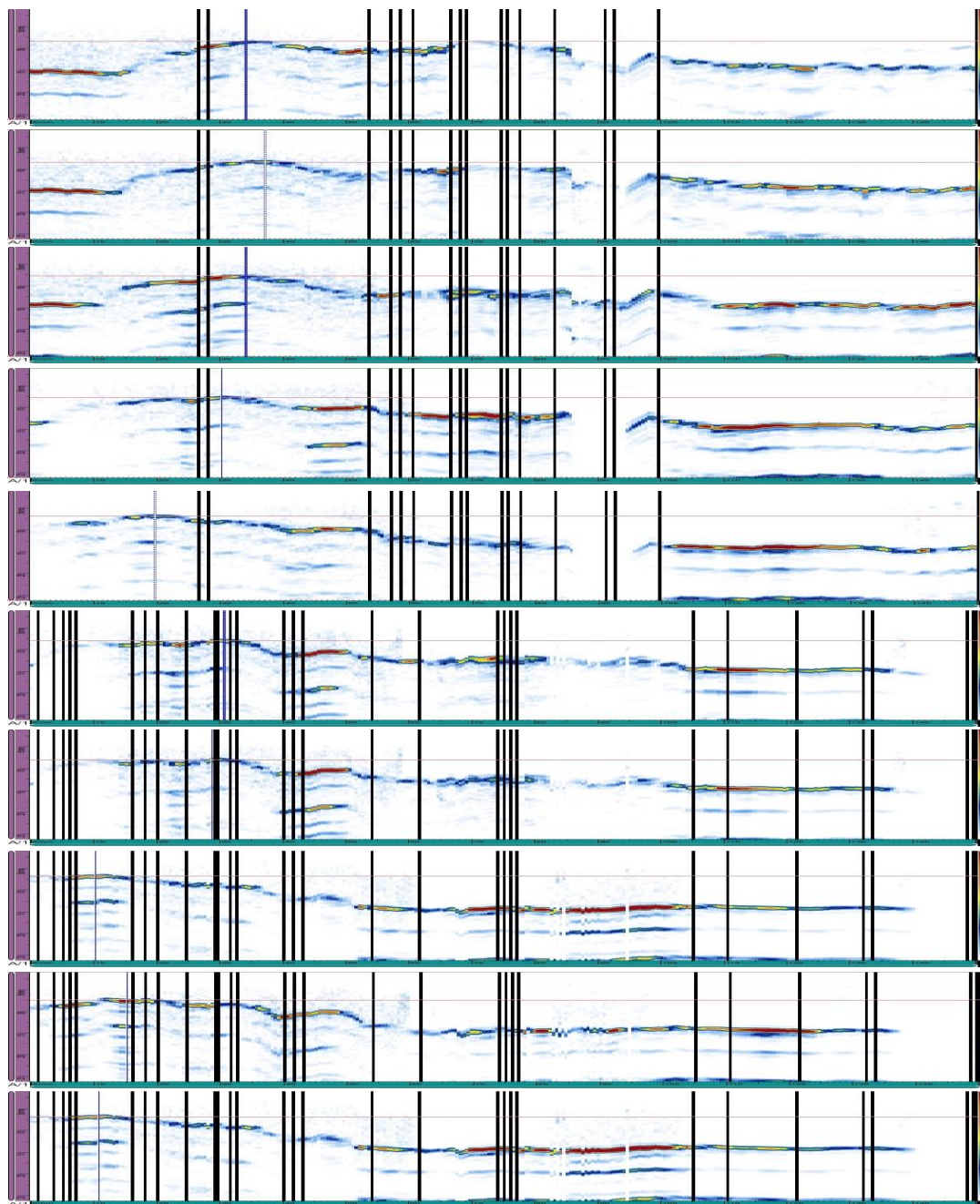
Vnitřní strana traverzy:



Nejmenší naměřená zbytková tloušťka materiálu je 5,1 mm (kolečko). Nejhorší oblast zasažená korozí je označena čtvercem (10-80 mm od začátku skenování), kde se tloušťka materiálu pohybuje v rozmezí 5,1 až 10,2 mm. Největší tloušťka materiálu je 14,3 mm



Vybrané místo s nejmenší zbytkovou tloušťkou materiálu 5,1 mm.

10 sken**1 sken**

1 řez	min. 6,4 mm	6 řez	min. 6,6 mm
2 řez	min. 7,1 mm	7 řez	min. 7,3 mm
3 řez	min. 6,5 mm	8 řez	min. 7,5 mm
4 řez	min. 7,4 mm	9 řez	min. 8,0 mm
5 řez	min. 7,6 mm	10 řez	min. 8,3 mm

V tabulce jsou uvedeny minimální zbytkové tloušťky vybraných řezů (B-scanů). Řezy jsou od sebe vzdáleny cca 5 mm. 1 řez začíná cca 5 mm od kraje zkoušeného místa.

Fotodokumentace kontrolovaného místa č.11



Souhrn z naměřených hodnot na jednotlivých kontrolovaných místech:

Kontrolované místo č.	Min. tloušťka (mm)	Max. tloušťka (mm)	Prům. tloušťka – PA sken	Prům. tloušťka – korozní průzkum SUDOP	Původní nominální tloušťka	Oblast zvýšené koroze
1 – horní	5,3	9,2	-	.	9	20-60 mm
1 – spodní	4,5	10,4	-	-	9	10-60 mm
2 – vnější	10,3	15,3	10,9 (78%)	8 (57%)	14	0-50 mm
2 – vnitřní	6,8	14,8	8,1 (58%)	8 (57%)	14	15-70 mm
3 – horní	6,6	8,8	-	-	9	40-150 mm
3 – spodní	4,3	8,6	-	-	9	60-150 mm
4 – horní	8,9	12,7	-	-	12	0-80 mm
4 – spodní	9,9	13,8	-	-	12	0-70 mm
5 – horní	8,0	9,1	-	-	12	40-70 mm
5 – spodní	9,7	11,3	-	-	12	20-120 mm
6 – vnější	8,3	15,3	10,0 (71%)	8 (57%)	14	0-60 mm
6 – vnitřní	9,4	14,0	10,3 (73%)	8 (57%)	14	0-50 mm
7 – horní	5,7	8,1	-	-	9	50-110 mm
7 – spodní	2,8	9,8	-	-	9	60-150 mm
8 – horní	6,1	10,3	-	-	9	20-120 mm

8 – spodní	6,2	9,7	-	-	9	20-120 mm
9 – horní	5,9	8,6	-	-	9	10-70/90-120 mm
9 – spodní	5,3	8,9	-	-	9	10-120 mm
10 – horní	4,0	9,2	-	-	9	40-140 mm
10 – spodní	6,7	10,7			9	60-150 mm
11 – vnější	4,4	13,6	5,4 (45%)	5,4 (45%)	12	10-100 mm
11 – vnitřní	5,1	12,7	7,3 (61%)	5,4 (45%)	12	10-80 m

Pozn: Maximální hodnoty v místě nátěru byly opraveny o zdánlivou tl. barvy, minimální hodnoty jsou v otryskaných místech.

Hodnoty menší jak 5 mm jsou v tabulce označeny červeně. Nejmenší naměřená hodnota je 2,8 mm a je na kontrolovaném místě č.7 povrch spodní.

13. Závěr

Z provedených experimentálních postupů předúprav povrchu a štěrbin ocelové konstrukce bylo zjištěno několik závěrů:

- 1) Předúprava vodním paprskem je vhodná pro odstranění delaminovaných nátěrových systémů a nesoudržných korozních produktů. V případě tryskání pomocí vodního paprsku je nutné střídát jednotlivé polohy a úhly tryskání pro dokonalé odstranění výše zmíněných nečistot ve štěrbinách, což platí i pro další metody. Velkou výhodou této metody je časová nenáročnost celého procesu předúpravy oproti jiným, běžně používaným předúpravám. Samotná předúprava pomocí vysokotlakého vodního paprsku v oblasti štěrbin však nezaručuje kompletní odstranění předchozí protikorozní ochrany ve formě nátěrových systémů s dobrou adhezí v těchto štěrbinách. Dále tato předúprava není vhodná pro silnou degradaci povrchu materiálů z toho důvodu, že nebude dodržena odpovídající čistota povrchu před aplikací nátěrových systémů dle ČSN ISO 8501-1, tedy alespoň Sa 2,5. Dále bylo zjištěno, že tato metoda předúpravy neposkytuje dostatečnou drsnost povrchu pro následnou aplikaci nátěrových systémů (viz. Tabulka 4). Jako účinnější se jevílo použití demoliční trysky při maximálním tlaku (2500 bar), díky které bylo v některých částech štěrbin provedeno otryskání až na základní materiál ocelové konstrukce. Tryska s radiálním transportem vodního paprsku je podstatně méně účinná.

V případě úpravy trysky by mohlo být docíleno zvýšení účinnosti samotné předúpravy pro tyto aplikace. Dalším omezením je nutnost **100% zachytu odpadní vody** z důvodu zachycení nebezpečných látek obsažených v původních nátěrech.

- 2) Tryskání vodním paprskem a pískem je časově značně náročné. Je třeba představovat tryskačí hlavici, tryskat ze 2 a více poloh pro dosažení požadované kvality. Pokud uvažíme, že na otryskání místa 20 o délce 0,5 m bylo třeba cca 22 minut, tak na 1 m délky celého prutu je třeba cca 1,5 h tryskání (celkem voda i písek). Celková délka prutů hlavních nosníků je 3600 m, potom na jejich otryskání je třeba 450 pracovních dní. Při použití 3 tryskačů, 7 měsíců v roce s přijatelnými klimatickými podmínkami pro aplikaci PKO (ta musí být aplikována neprodleně po otryskání, do zaschnutí nelze dále tryskat, za požadované vlhkosti, bez deště) bude **jen tryskání hlavních nosníků samotné trvat 1 rok**. K tomu nátěr bude trvat taktéž 1-2 roky, přičemž obě činnosti nelze provádět současně (budou časově navazovat v krátkých intervalech – otryskání části a následná ochrana základním nátěrem PKO v jednom dni). Tryskání i PKO je třeba provádět za vyloučeného provozu, jednak kvůli trakci, jednak i kvůli vzniklému rozptylu, je nereálné uvažovat se zaplachtováním v polovině mostu.
- 3) Při použití mechanických předúprav, tedy lehkého tryskání křemičitým pískem a tryskání pomocí kovového abraziva bylo dosaženo v mnoha případech příznivého stavu povrchu. V některých zkušebních místech bylo dosaženo odpovídající čistoty a drsnosti povrchu pro aplikaci nátěrového systému. Odpovídající kvality předúpravy štěrbin bylo dosaženo zejména u těch s menší hloubkou, neboť v případě hlubokých štěrbin docházelo k výraznému rozptylu abraziva o stěny ocelových prvků konstrukce.
- 4) Mechanická předúprava pomocí ručních elektrických nástrojů by byla vhodná jen v případě menší velikosti a složitosti konstrukce, zejména k odstranění delaminovaných

nátěrových systémů a korozních produktů. Pro následnou aplikaci nátěrových systémů by bylo zapotřebí použít další strojní předúpravy povrchu, zejména k odstranění zbylých korozních produktů, ulpělých nátěrových hmot atd.

- 5) Jako nejvýhodnější současná předúprava štěrbin a povrchu této ocelové konstrukce pro odpovídající kvalitu, jakost povrchu a následnou aplikaci nátěrových systémů se jeví jako nejvhodnější **kombinace tryskání** pomocí vysokotlakého **vodního paprsku** a následné předúpravy tryskáním **křemičitým pískem** či **ocelovou drtí**. S ohledem na složitost konstrukce je nutné provést danou předúpravu s dostatečnou pečlivostí před samotnou aplikací nátěrových systémů. V tomto případě by bylo nutné zajistit kvalifikovaný inspekční dozor, který by dohlížel na odpovídající kvalitu provádění samotné PKO dle TePř.
- 6) V případě použití těchto metod předúprav by bylo nutné zajistit **kompletní zakrytí spodní části konstrukce únosného i pro jímání tryskací vody se zpětnou filtrací** v důsledku **padajícího abraziva, korozních produktů a zbytků nátěrových hmot** (včetně základního suříkové nátěrové hmoty s obsahem Pb) do řeky Vltavy.
- 7) Dalším úkolem bude zajištění požadované protikoroze ochrany očištěných ploch, neboť je velice obtížné aplikovat rovnoměrnou vrstvu nátěrové hmoty do úzkých štěrbin a tím docílit požadované bariérové ochrany.
- 8) Z pohledu korozního oslabení je zřejmé, že po odstranění korozních produktů a úsad z neprůběžných štěrbin v diagonálách je **zřejmá silná forma lokalizovaného korozního poškození**. Úbytek materiálu na plochých profilech ve štěrbině v oblasti styčnickového plechu na sledovaných místech dosahuje až 70% původní tloušťky, tedy zbytková tloušťka 30 % z původní tloušťky (zjištěné minimum 2,8 mm). Zjištěná oslabení z hlediska jejich průměrné hodnoty přibližně odpovídají koroznímu průzkumu SUDOPu.

V Praze dne 9.8.2019

Ing. Jan Kudláček, Ph.D.

Ing. Michal Zoubek

Ing. Jakub Svoboda

Radek Pokorný

Ing. Petr Pokorný, Ph.D.

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.



PŘÍLOHA 3

ZHODNOCENÍ DOPOSUD PROVEDENÝCH PRACÍ A POSUDKŮ
K PAMÁTKOVĚ CHRÁNĚNÉMU ŽELEZNIČNÍHO MOSTU V EV. KM 3,706
POD VYŠEHRADEM ZA ÚČASTI ZAHRANIČNÍHO EXPERTA

**MEMORANDUM – Evaluation of the Report:
Experimental verification of blasting and corrosion
removal methods on the Vyšehrad Bridge**

Prof. Brühwiler

Prof. Dr. Eugen Brühwiler

Lausanne, Switzerland, August 29, 2019

MEMORANDUM – Evaluation of the Report: Experimental verification of blasting and corrosion removal methods on the Vyšehrad Bridge by doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Faculty of Civil Engineering CTU in Prague (Principal investigator)

Several methods of corrosion coating removal and surface preparation have been investigated including high-pressure water jetting, sand blasting, mechanical removal and combined methods. The methods were applied in zones showing significant corrosion damage. The required quality of the steel surfaces (before application of the new corrosion protection coating) for the present bridge structure is Sa 2 ½ according to the standards in the domain.

The results reveal the following findings:

- As expected, sand blasting is the most efficient method leading to least or no abrasion while obtaining the required Sa 2 ½ surface quality. Actually, this is current state-of-practice in the domain. Methods like high-pressure water jetting may be useful to clean slots from dirt but the required surface quality Sa 2 ½ is not obtained. Consequently, water jetting may only complement the sand blasting in order to accelerate the works, as also mentioned in the report. However, mechanical methods should not be used as they damage the steel.
- It is possible to clean the slots and other small openings between two plates, but it is (probably) difficult to obtain the Sa 2 ½ quality. (Remark: Yet, the obtained surface roughness on the closely spaced steel plates should be sufficient for good adherence of coating.)
- The trial tests allow to estimate the time needed to conduct surface preparation before applying the anti-corrosion coating. Depending on the time available to do the works, the number of sand blasting equipment needs to be determined. This is a matter of logistics on the construction site.
- The investigations confirm that the section losses due to corrosion are similar to the estimations conducted by SUDOP engineers in their reports. Most section losses in particular zones showing significant damage, are between 5 and 10% with a maximum section loss of 12%. Locally, measured section losses are larger than 50% but this local section loss has to be related to the total cross section of the composed riveted members.

As an overall conclusion, the report confirms that the required painting removal and surface treatment of quality Sa 2 ½ of the surfaces of the steel members is obtained using state-of-practice technologies. Obviously, state-of-practice airtight encasing by means of an air-tight tent is necessary to protect the environment. See Appendix.

Repair techniques to restore local section losses were not within the scope of the investigations. Therefore, it is recommended to investigate these repair techniques in more detail for the present cases of severe local damage.

Remark: The structural and fatigue safety margins are sufficient to accept the present member section losses of up to 10 – 12%. Therefore, it is justified that the Railway Bridge is in service without any load restriction.

Nevertheless, these significant local corrosion damage shall be repaired locally just prior to the application of the new corrosion protection coating, f.ex. by additional plates and strips that bridge the local zone showing significant section loss. The present local corrosion damages do not justify the replacement of an entire member. (Full replacement of entire members would be too invasive and very costly.)

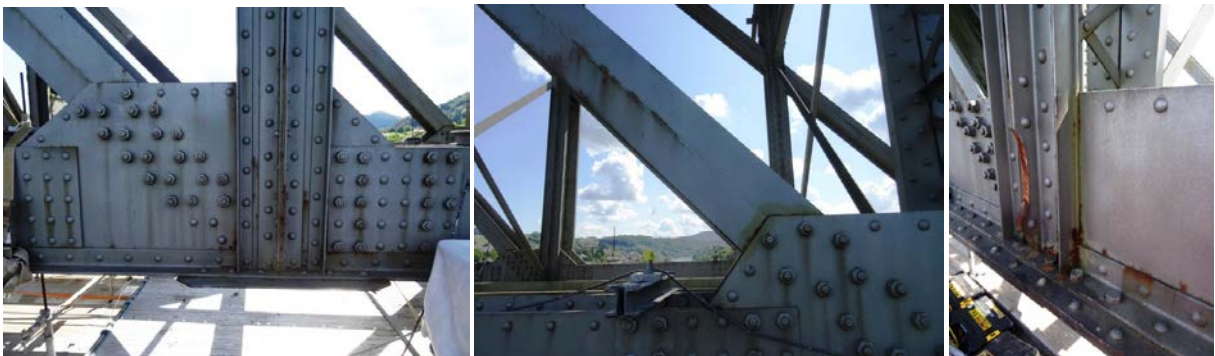
APPENDIX: Personal visit of anti-corrosion coating works on the Railway Bridge over the Rhine River at Eglisau of the Swiss Federal Railways on 14 August 2019:



Overview: sand blasting followed by application of coating is performed in four stages. Works are performed in the air-tight tent (actually, a low under-pressure is maintained in the tent). The residues from sand blasting are transported to the tent under the first masonry arch and separated into lead based particles (that need special treatment for disposal) and other particles (mostly sand) that can be used again for sand blasting).



Left photo: Look into the air-tight tent under the first arch where the residues from sandblasting are treated. Right photo: one of several air quality measurement sensors.



Photos of the condition of coating before removal: overall, the corrosion protection is still effective on surfaces. However, locally corrosion is visible but the section loss is still negligible.



General view of the first treatment phase with the new dark coating (anthracite color); right photo shows a slot between two closely spaced plates: the surfaces in the slot were sandblasted and coated (painted) with a special spray valve; the surfaces are entirely coated. Remark: these slots should not be filled with some mastic since it is possible to clean and paint even closely spaced surfaces !

PŘÍLOHA 4

ZHODNOCENÍ DOPOSUD PROVEDENÝCH PRACÍ A POSUDKŮ
K PAMÁTKOVĚ CHRÁNĚNÉMU ŽELEZNIČNÍHO MOSTU V EV. KM 3,706
POD VYŠEHRADEM ZA ÚČASTI ZAHRANIČNÍHO EXPERTA

**Hodnocení stavu štěrbin ocelové konstrukce mostu
SO 201 v km 59,126; Volary – Černý Kříž (Dobrá na
Šumavě) po jednom roce od realizace PKO**

Ing. Kudláček, Ph.D. a tým.

VÝZKUMNÁ ZPRÁVA

Hodnocení stavu štěrbin ocelové konstrukce mostu SO 201 v km 59,126; Volary – Černý Kříž (Dobrá na Šumavě) po jednom roce od realizace PKO

Číslo zprávy: Ú12133-2019-035

Řešitel: ČVUT v Praze
Fakulta strojní
Ústavu strojírenské technologie
Technická 4
Praha 6 – Dejvice
166 07

Zprávu vypracovali: Ing. Jan Kudláček, Ph.D.
Ing. Jakub Svoboda
Ing. Michal Zoubek

Počet stran: 10

Počet příloh: 0

Zpráva byla zpracována v rámci řešení grantového projektu NAKI II - DG18P02OVV033
„Metody pro zajištění udržitelnosti ocelových mostních konstrukcí industriálního kulturního dědictví“

2019

Obsah

Úvod.....	2
Výchozí stav PKO ocelové konstrukce	3
Odstranění původní PKO	4
Předúprava povrchu	4
Současný stav PKO	5
Hodnocení stavu štěrbin po 1 roce expozice.....	9
Závěr	10

Úvod

Výzkumná zpráva se zabývá hodnocením stavu protikorozní ochrany (dále jen PKO) a detailů štěrbin ocelové konstrukce mostu SO 201 v km 59,129; Volary – Černý Kříž (v blízkosti osady Dobrá na Šumavě) po jednom roce expozice od kompletní rekonstrukce. Místní šetření za účelem zhodnocení stavu konstrukce proběhlo dne 22. 7. 2019.

Stavební objekt SO 201 představuje ocelovou nýtovanou příhradovou konstrukci mostu přes řeku Teplá Vltava v Národním parku Šumava. Délka přemostění činí cca 51,7 m. Konstrukční provedení ocelové konstrukce je řešeno pomocí dvou hlavních příhradových nosníků s dolní prvkovou mostovkou.

Vzhledem ke stáří ocelové konstrukce, stavu PKO a koroznímu poškození některých prvků byla provedena v období od 8.8.2018 do 24.9.2018 kompletní rekonstrukce mostu včetně zhotovení nové PKO společností STRABAG Rail a.s.



Obr. 1 – Stav ocelové konstrukce před rekonstrukcí (vlevo), stav v den místního šetření 22. 7. 2019 (vpravo)

Výchozí stav PKO ocelové konstrukce

Povlaky OK mostu před rekonstrukcí vykazovaly stav odpovídající jejich stáří, agresivitě korozního prostředí a specifickému koroznímu namáhání jednotlivých detailů OK vlivem konstrukčního řešení. Z hlediska vad a poškození protikorozní ochrany se jednalo o následující:

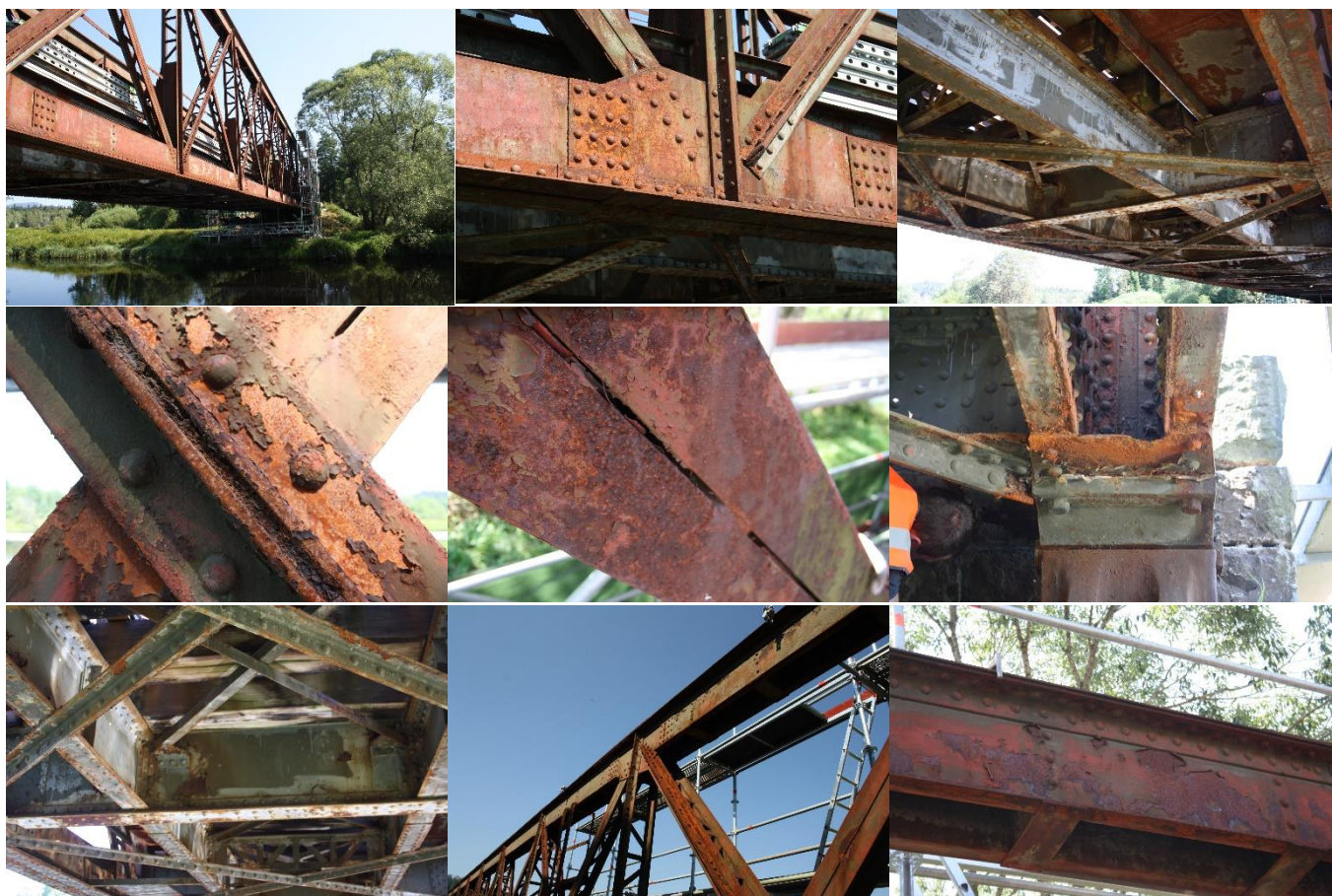
- delaminace a praskání povlaků,
- podkorodování,
- křídování,
- ztráta adheze a soudržnosti,
- ztráta elasticity.

U ocelové konstrukce vlivem těchto vad PKO v kombinaci s korozní agresivitou prostředí došlo ke koroznímu napadení základního materiálu a místy i k nezanedbatelným úbytkům tloušťky některých prvků. Zjištěné korozní napadení ocelové konstrukce lze převážně charakterizovat:

- rovnoměrná koroze,
- důlková koroze,
- štěrbinová koroze.

Stav ocelové konstrukce a PKO před rekonstrukcí je patrný z obrázku 2.

Pro prodloužení životnosti OK mostu a zabezpečení bezpečného provozu na trati bylo provedení rekonstrukce včetně zhotovení kompletní nové protikorozní ochrany zcela nezbytné.



Obr. 2 – Stav PKO ocelové konstrukce před rekonstrukcí

Odstranění původní PKO

Z hlediska rozsahu poškození původních nátěrů byl zvolen postup kompletního odstranění PKO a její nahrazení novým nátěrovým systémem. Odstranění původních nátěrů bylo provedeno pneumatickým tryskáním ocelovou drtí GL 25 především z důvodu vytvoření kotevního profilu a odpovídajícího stupně předúpravy povrchu ale i z důvodu požadavku na recyklaci abraziva a odpadu z tryskání vzhledem umístění konstrukce v lokalitě Národního parku Šumava. Z tohoto důvodu byla konstrukce mostu zaplachtována. Předúprava jednotlivých polí spočívala v jejich otryskání s následným odsátím použitého abraziva a vzniklého odpadu ze zádržných plachet, provedení recyklace abraziva a odseparování odpadu. Posledním krokem předúpravy povrchu byl ofuk konstrukce stlačeným vzduchem za účelem odstranění nečistot (prach, abrazivo,...). Použitý systém pro předúpravu povrchu je patrný z obrázku 3.



Obr. 3 – Technické vybavení pro odstranění původní PKO

Předúprava povrchu

Předúprava povrchu před aplikací základní nátěrové hmoty byla prováděna pomocí pneumatického tryskání ocelovou drtí GL25. Vzhledem k technologickým omezením zvoleného systému odstranění původní PKO, tedy nutnosti po určité době odsávat z konstrukce abrazivo a odpad z tryskání postupovali práce převážně ve sledu – odstranění původní PKO – předúprava povrchu (+ oprava nedotryskaných míst) – aplikace základního nátěru. Nutnost odstranění produktů vzniklých při tryskání před aplikací základního nátěru mnohdy neumožňovala aplikaci NH do 4 hodin po otryskání (dle požadavku předpisu SŽDC S5/4). Práce na předúpravě probíhaly s ohledem na klimatické podmínky a technologická omezení. Tryskáním bylo dosahováno stupně předúpravy povrchu dle ČSN EN ISO 8501-1 – Sa 2,5 a drsnosti povrchu dle ČSN EN ISO 8503-1 10a (Rugotes No 3), ekv. segment 3 (místně 4) dle ISO komparátoru. Výskyt prachových částic na povrchu konstrukce byl kontrolován dle normy ČSN EN ISO 8502-3 pomocí adhezní pásky. Stav povrchu po otryskání a prováděné zkoušky kvality předúpravy povrchu ilustrují fotografie na obrázku 4.



Obr. 4 – Předúprava povrchu ocelové konstrukce mostu SO201

Současný stav PKO

Aplikace nátěrů byla prováděna bezvzduchým (vysokotlakým) stříkáním a pásovými nátěry štětci. Provedené nátěry jsou bez významných vad typu puchýřů, stečenin, závoj, porozita či delaminace. PKO je celistvá tloušťky celého NS pouze lokálně klesají pod povolené minimum pro zesílený nátěr (min. 340 μm) avšak při původním plánu pro protikorozi ochranu nosné konstrukce mostu min. 280 μm minimální hodnoty neklesají pod toto povolené minimum. Maximální

hodnoty dle TP byly lokálně překročeny, ovšem z pohledu 3xNDFT jen nepatrně. S ohledem na způsob zhotovení PKO konstrukce lze za riziková místa PKO považovat pouze štěrby u výztuží ocelové konstrukce, jelikož zde bylo problematické a místy i nemožné tyto štěrby předupravit tryskáním na požadovanou čistotu povrchu dle ISO 8501-1 a byla zde i obtížná aplikace nátěrového systému stříkáním. V těchto štěrbinách je zeslabená (lokálně i žádná) PKO mostní ocelové konstrukce. Neprůchozí štěrby, u kterých hrozilo přímé zatékání a zadržování vody, byly zatmeleny. Stav štěrbin po jednom roce od realizace nové PKO je předmětem této zprávy. Komentované fotografie stavu štěrbin před, v průběhu a po realizaci díla je uveden v tabulkách níže.

Tabulka 1: Stav neprůchozích štěrbin ocelové konstrukce mostu SO 201

Výchozí stav	Stav v průběhu předúpravy povrchu
	
Neprůchozí štěrbina zaplněná korozními produkty a nečistotami.	Neprůchozí štěrbina po otryskání
Stav po otryskání	Stav po aplikaci základního nátěru
	
Detail neprůchozí štěrbin po otryskání. Viditelné korozní produkty v nepřístupných místech pro použitou technologii předúpravy povrchu.	Vzhled konstrukce po aplikaci základního nátěru
Stav po ztmelení a aplikaci mezivrstvy	Stav po 1 roce expozice
	
Štěrbina vytmelená a přetřena nátěry	Bez známek degradace PKO či korozního napadení OK

Tabulka 2: Stav průchozích štěrbin v diagonálách ocelové konstrukce mostu SO 201

Výchozí stav	Stav stav po otryskání
	
Průchozí štěrbina v diagonálách před předúpravou povrchu	Průchozí štěrbina v diagonálách po otryskání
Detail štěrbin po otryskání	Detail štěrbin po otryskání
	
Stav po otryskání konstrukce na stupeň Sa 2,5	Detail štěrbin (viditelné mapy základního suříkového nátěru vlivem nedotryskání)
Stav po aplikaci základního nátěru	Stav po 1 roce expozice
	
Průchozí štěrbin netmeleny	Bez známek degradace PKO, korozní produkty v místech kde nebyla provedena aplikace NH vlivem ztíženého přístupu

Tabulka 3: Stav průchozích štěrbin ve stojinách ocelové konstrukce mostu SO 201

Výchozí stav	Stav stav po otryskání
	
Průchozí štěrbina v diagonálách před předúpravou povrchu	Průchozí štěrbina stojiny
Detail štěrbin po otryskání	Detail štěrbin po aplikaci NS
	
Stav po otryskání konstrukce na stupeň Sa 2,5	Detail štěrbin, nedokonalé ošetření plochy nátěrem (viditelný červený základní nátěr)
Detail štěrbin po aplikaci NS	Stav po 1 roce expozice
	
Průchozí štěrbin netmeleny	Bez známek degradace PKO, korozní produkty v místech kde nebyla provedena aplikace NH vlivem ztíženého přístupu

Hodnocení stavu štěrbin po 1 roce expozice

Z výsledků místního šetření a fotodokumentace je patrné, že v případě neprůchozích štěrbin byl zvolen vhodný typ tmelu, který splňuje požadavky na elasticitu, adhezi a kompatibilitu s použitým nátěrovým systémem. Na konstrukci nebyla pozorována žádná místa, kde by docházelo k nežádoucí degradaci tmelu či defektům PKO způsobeným chováním či povahou tmelu.

U průchozích štěrbin, které nebyly tmeleny, je patrné že místa, která nebylo možné použitou předúpravou povrchu zbavit korozních produktů a starých nátěrů a následně opatřit nátěry jsou nechráněna a dále vystavena působení atmosféry (viz fotografie níže).

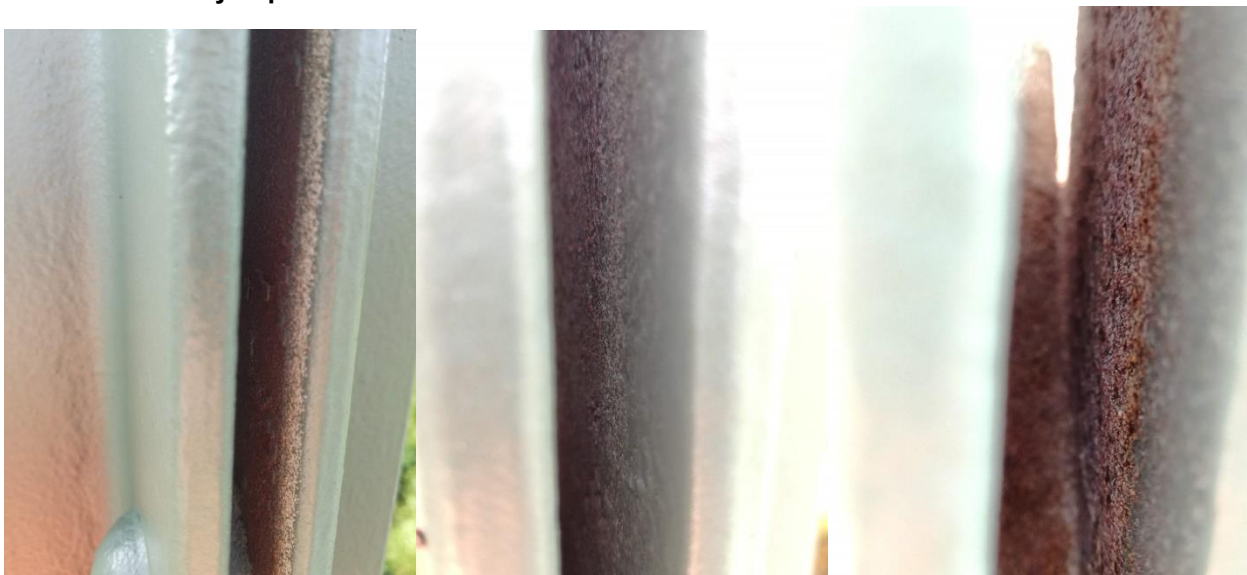
Plochy dobře přístupné, tj. takové, kde bylo možné použitou technologií tryskáním realizovat kvalitní předúpravu povrchu a aplikovat kompletní NS nejví jakékoliv známky degradace PKO či ocelové konstrukce.

Lze tedy konstatovat, že je způsob a kvalita vyčištění obtížně přístupných úzkých štěrbin v případě kompletní rekonstrukce zásadní pro spolehlivou, trvanlivou a funkční protikorozi ochranu ocelové konstrukce.

Vzhled tmelených neprůchozích štěrbin:



Vzhled netmelených průchozích štěrbin:



Závěr

Z provedeného experiment předúprav povrchu štěrbin a jejich následné aplikace utěsnění bylo zjištěno několik závěrů:

- Pro aplikaci tmelu je nutná kvalitní předúprava povrchu tryskáním, která zabezpečí dokonalé odstranění korozních produktů a původních nátěrů. Dále nutnou podmínkou je také zajištění vhodné kompatibility použitého tmelu s použitým nátěrovým systémem.
- Aplikaci tmelu je nutné provádět až po aplikaci základní nátěrové hmoty a poté dodržet předepsaný systém protikoroze ochrany.
- V případě neprůchozích štěrbin byl zvolen vhodný typ tmelu, který splňuje požadavky na elasticitu, adhezi a kompatibilitu s použitým nátěrovým systémem.
- U průchozích štěrbin, které nebyly tmeleny, je po roce expozice v daném prostředí patrné mírné rovnoměrné korozní napadení. Toto napadení bylo způsobeno nedokonalou aplikací nátěrového systému (jeho absencí). Pro úzké štěrby je nutné, aby byla i v těchto místech aplikována vhodná protikoroze ochrana.
- Pro ověření výše zmíněných závěrů bude nutná kontrola po dalším roce expozice.

V Praze dne 5. 9. 2019

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STROJNÍ
12133 - Ústav strojírenské technologie
CZ - 166 07 Praha 6, Technická 4


.....
Ing. Jan Kudláček, Ph.D.
Ú12133 / Ústav strojírenské technologie
FS ČVUT v Praze
jan.kudlacek@fs.cvut.cz