

STATISCHER BERICHT SCHEURENBRÜCKE, DOTZIGEN

AUGUST 2023



IMPRESSUM

Auftraggeber

Gemeinde Dotzigen, Bauverwaltung, Rigigässli 7, 3293 Dotzigen

Projekt

Scheurenbrücke, Dotzigen

Berichtsnummer

1409-1

Erstelldatum

26.06.2023

Fassung vom

04.08.2023

Bearbeitung

Nathalie Rohner, Jenzer+Partner AG

Verteiler

- Bauherrschaft: Gemeinde Dotzigen, 3293 Dotzigen
- Bauingenieur: Jenzer+Partner AG, 3270 Aarberg

INHALTSVERZEICHNIS

1	Projektbeschreibung	1
1.1	Ausgangslage	1
1.2	Geltungsbereich und Abgrenzungen	1
2	Grundlagen	2
2.1	Pläne	2
2.2	Berichte	2
2.3	Begehungen	2
2.4	Normen und Richtlinien	3
3	Beschreibung	4
3.1	Standort	4
3.2	Geometrie und Materialien der Brücke	4
3.3	Zustand der Tragstruktur	5
3.4	Zustand der Fahrbahn	7
3.5	Zustand des Geländers	8
4	Modellierung und Analyse	9
4.1	3D Modell	9
4.1.1	Annahmen der Auflager	10
4.1.2	Annahme der Materialien	10
4.1.3	Lastfall	13
4.2	Ergebnisse	14
4.2.1	Model 1	14
4.2.2	Model 2	16
4.2.3	Model 3	17
4.2.4	Model 4	17
5	FAZIT	19



1 PROJEKTBSCHRIEB

1.1 Ausgangslage

Während der Besprechung und Begehung vom 16.03.2023, wurden wir gebeten, eine Honorarofferte zur Erstellung einer Expertise mit Schätzung der Restnutzungsdauer und Nutzlast der Scheurenbrücke zu erstellen.

Nach unserer Offerte von 11.04.2023 wurde uns der Auftrag für:

- 1 Begehung vor Ort, Grobaufnahmen
- 2 Statik:
 - Statisches Modell erstellen
 - Resultate auswerten
 - Vergleiche anstellen
- 3 Erstellen Kurzbericht:
 - Zustandsanalyse
 - Restnutzungsdauer
 - Nutzlasten

Vergeben

1.2 Geltungsbereich und Abgrenzungen

Der vorliegende Bericht bezieht sich auf die Analyse der verbleibenden Tragfähigkeit der aktuellen Brücke in Dotzigen. Nur die sichtbare Struktur wurde bewertet. Es wurden keine Bohrungen durchgeführt, um den Zustand im Inneren der Materialien zu analysieren, und wir sind von Annahmen bezüglich des visuellen Aussehens und des Alters der Brücke ausgegangen. Dieser Bericht wird keine Analyse über den Bau der neuen Brücke enthalten. Es werden keine Garantien für alle Elemente gegeben, die nicht untersucht werden konnten.

2 GRUNDLAGEN

2.1 Pläne

Für die Erarbeitung der Ingenieurleistungen haben wir keine Pläne erhalten.

2.2 Berichte

Es gibt zum vorliegenden Projekt keine weiteren Berichte.

2.3 Begehungen

Die Brücke wurde wie folgt besucht:

- 16.03.2023: Erstbegehung
- 05.06.2023: Grobaufnahmen

2.4 Normen und Richtlinien

Die Tragstruktur, Lastannahmen und Lastabtragungen in den Baugrund sind Gemäss SIA-Normen berechnet worden.

Beigezogene Normen:

- 103 (2020) Ordnung für Leistungen und Honorare der Bauingenieurinnen und Bauingenieure
- 118 (2013) Allgemeine Bedingungen für Bauarbeiten
- 166 (2004) Klebebewehrung
- 179 (2019) Befestigungen in Beton und Mauerwerk
- SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- SIA 261 (2020) Einwirkungen auf Tragwerke
- SIA 261/1(2020) Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende festlegungen
- 269/1 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Einwirkungen
- 269/2 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Betonbau
- 269/3 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Stahlbau
- 269/4 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Stahl-Beton-Verbundbauwerke
- 269/7 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Geotechnik
- 269/8 (2017) Erhaltung von Tragwerken - Erdbeben

3 BESCHREIBUNG

3.1 Standort

Die Scheurenbrücke befindet sich im Nordwesten der Gemeinde Dotzigen (Abbildung 1). Diese Brücke ist für LKWs im Einbahnverkehr vorgesehen. Der Verkehr ist auf ein maximales Gewicht von 18 to und eine maximale Geschwindigkeit von 50 km/h beschränkt.

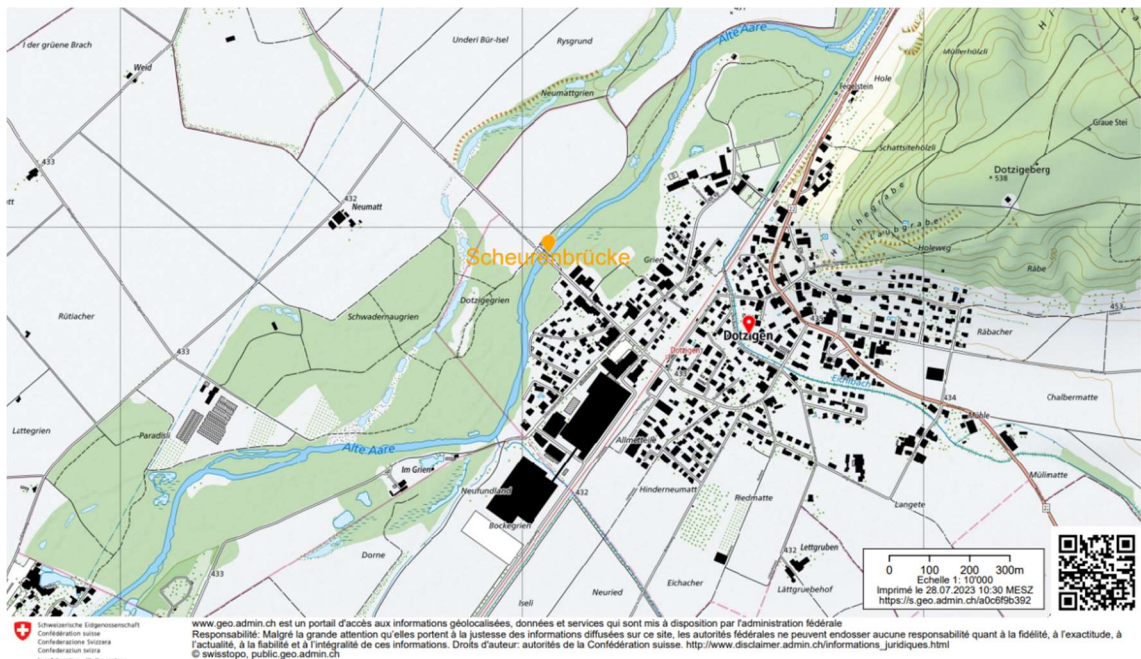


Abbildung 1: Standort der Scheurenbrücke

3.2 Geometrie und Materialien der Brücke

Die Scheurenbrücke wurde im Jahr 1900 gebaut. Die Tragstruktur besteht aus einer Mischung aus Stahlträgern (IP 34) und Beton (Abbildung 2). Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 24 m und ist in drei Spannweiten unterteilt. Die Breite der Fahrbahn beträgt 5 Meter. Der Brücke steht auf 5 Auflager auf Betonwände: zwei am Rand und zwei in der Mitte des Flusses.

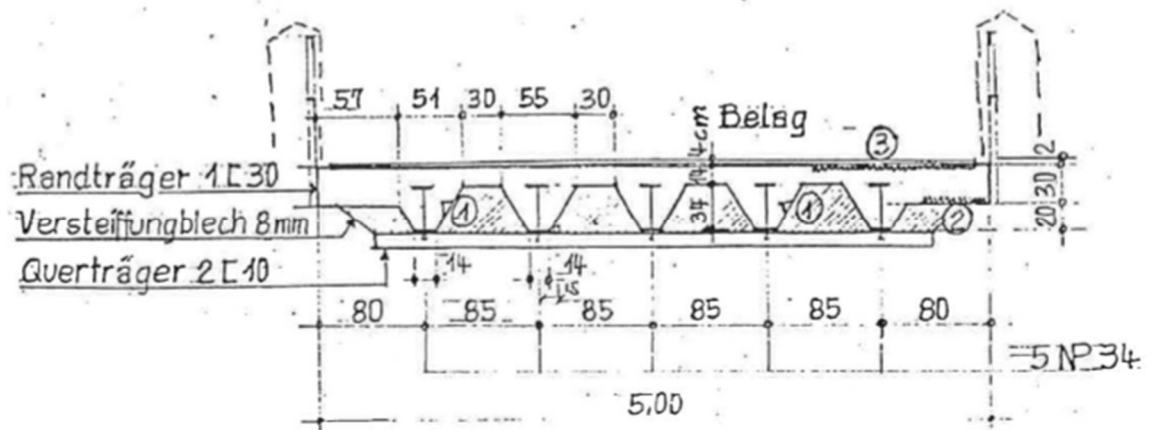


Abbildung 2: Schnitt der Brücke

3.3 Zustand der Tragstruktur

Während unserer Besichtigungen haben wir festgestellt, dass die Tragstruktur in einem visuell sehr schlechten Zustand ist.



Untersicht Brücke, Hauptträger sehr stark korrodiert. Insbesondere auch im Auflagerbereich.



Untersicht Brücke, Aussteifungsprofile korrodiert.



Untersicht Brücke, Hauptträger sehr stark korrodiert. Beton in schlechtem Zustand, grosse Kiesnester und Abplatzungen.

Feuchte Stellen in Bereich der Stütze deuten auf undichte Fahrbahnstruktur hin



Untersicht Brücke, Hauptträger sehr stark korrodiert. Insbesondere auch im Auflagerbereich.



Detail Korrosion bei Hauptträger. Beton in schlechtem Zustand, grosse Kiesnester und Abplatzungen aufgrund von Koorsion



Untersicht Brücke, Hauptträger sehr stark korrodiert. Insbesondere auch im Auflagerbereich. Beton in schlechtem Zustand, grosse Kiesnester und Abplatzungen aufgrund von Koorsion

Die Hauptstahlträger sind stark korrodiert mit lokalem Lochfrass. Laut der Tabelle 4 der SIA-Norm 269/2 entspricht der Korrosionsgrad einem Wert zwischen 3 und 4. Laut Angabe der Bauherrschaft wurde die Brücke seit 2004 nur wenig unterhalten. Dies bedeutet, dass sich die Mängel in der Struktur seither noch verschlimmert haben.

Tabelle 4: Bestimmung des Korrosionsgrads

Korrosionsgrad (KG)	Beschreibung bei Korrosion infolge karbonatisiertem Beton	Beschreibung bei Korrosion infolge von eingetragenen Chloriden	Beschreibung für metallische Hüllrohre von Spanngliedern
0	blank	blank	blank
1	wenige oberflächliche Rostpunkte	wenige oberflächliche Rostpunkte und -flecken	wenige oberflächliche Rostpunkte und -flecken
2	Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag	viele Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag	viele Rostflecken, lokale Perforation kann nicht ausgeschlossen werden
3	vollständig rostig mit geringem Materialabtrag (maximal Rippung abkorrodiert)	beginnender Lochfrass, Querschnittsverminderungen $\leq 5\%$	perforiert
4	vollständig rostig mit deutlichen Mulden, Angabe der Querschnittsverminderung ¹⁾	Lochfrass mit deutlichen Querschnittsverminderungen ¹⁾	vollständig durch- oder wegkorrodiert
¹⁾ Angabe des Querschnittsverlusts in % des ursprünglichen Querschnitts.			

Abbildung 3: Tabelle 4 der Norm SIA 269/2

3.4 Zustand der Fahrbahn

Während unserer Besichtigungen haben wir festgestellt, dass die Fahrbahn in einem visuell sehr schlechten Zustand ist.



Die Brücke hat keine Bordüre, im Bereich einer Bordüre wächst üppig Vegetation. Ohne Bordüre kann keine korrekte Abdichtung unter der Fahrbahn erstellt werden. Eine evtl. vorhandene Abdichtung wird durch die Vegetation angegriffen und ist mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit bereits defekt. Eine Undichte Fahrbahn führt zu einer Degeneration der Beton- und Stahltragstruktur darunter. Es muss davon ausgegangen werden, dass der Beton unter der Fahrbahn in einem schlechten Zustand ist.

3.5 Zustand des Geländers

Während unserer Besichtigungen haben wir festgestellt, dass das Geländer in einem visuell schlechten Zustand ist und nicht mehr den gängigen Normen entspricht.



Die Geländer entsprechen nicht der BFU-Richtlinie «2.003.01 Geländer und Brüstungen» ebenso wenig wie der Norm «VSS 40 568, Geländer».

Eine nachträgliche Befestigung eines normkonformen Geländers mit der notwendigen Rückhaltekraft und Duktilität ist an der bestehenden Fahrbahnseite aus statischer Sicht und anhand der aktuellen Informationstage kaum möglich.

Somit ist die Verkehrssicherheit aktuell nicht gegeben.

4 MODELLIERUNG UND ANALYSE

4.1 3D Modell

Die Scheurenbrücke wurde mittels des 3D Berechnungsprogramms AxisVM modelliert. Die Geometrie wurde wie folgt erstellt:

- IPE 330 statt IP 34
- C12/15 statt B.N. oder B.H.
- S220 statt S235
- Belag 15cm statt 4cm

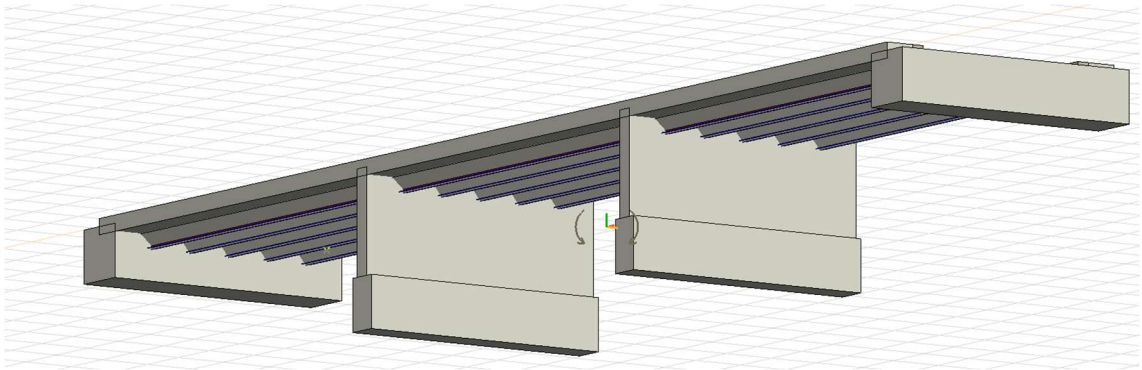


Abbildung 4: Modellüberblick

Die Masse der Brücke wurden so vereinfacht, dass die tatsächlichen Grössen eingehalten werden, ohne ins Detail zu gehen.

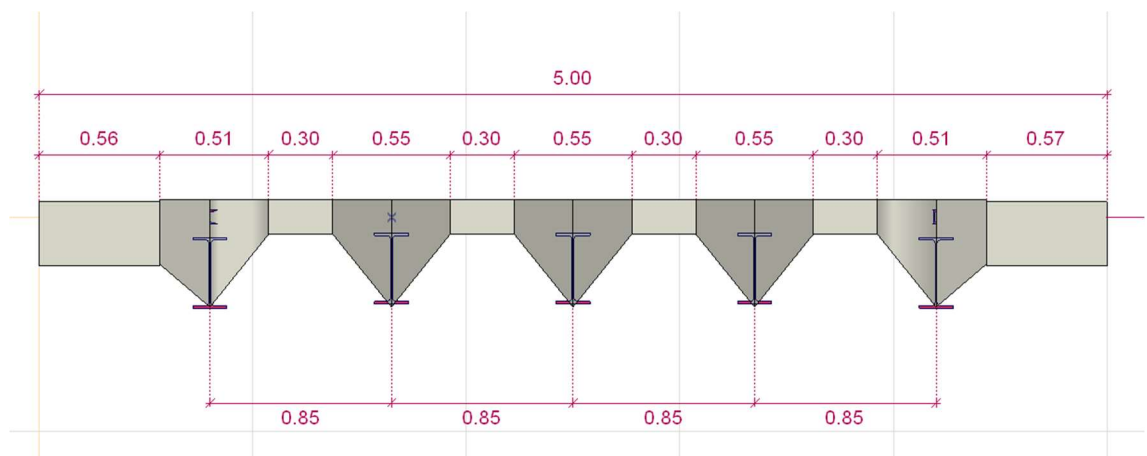


Abbildung 5: Querschnitt der Brücke [m]

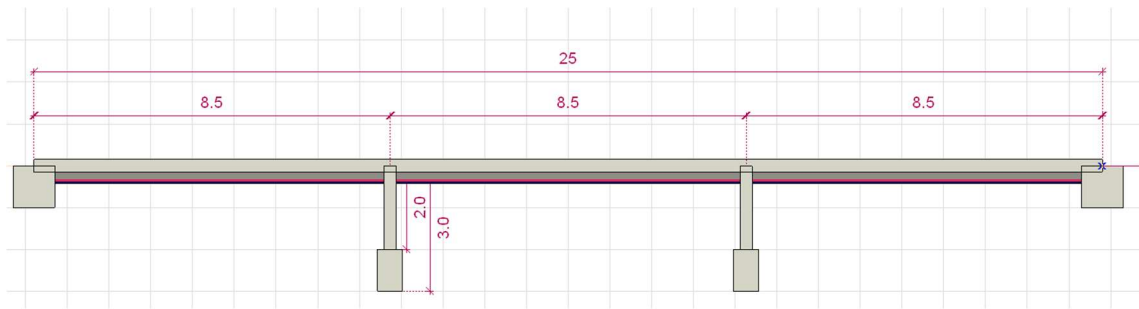


Abbildung 6: Längsschnitt der Brücke [m]

4.1.1 Annahmen der Auflager

Die Auflager wurden als Streifenfundament modelliert (Abbildung 7), obwohl die Betonwände im Fluss sicherlich auf Holzpfählen liegen. Diese Wahl wurde getroffen, um die Festigkeit der Fahrbahndecke des Bauwerks analysieren zu können.

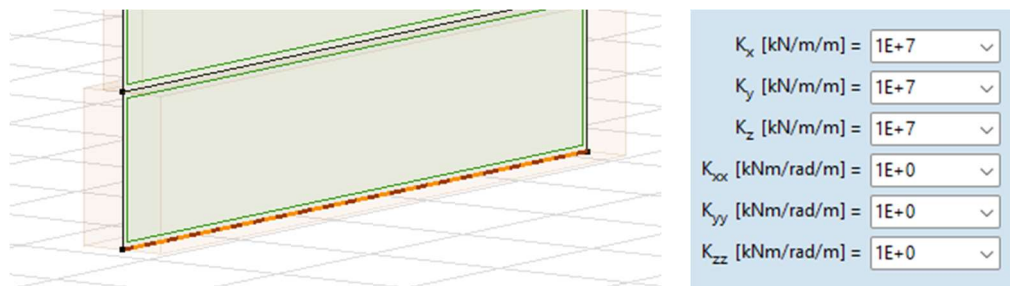


Abbildung 7: Eigenschaft von Streifenfundamenten

Denn es ist wichtig zu erkennen, dass der Beton unterwasser in einem sehr schlechten Zustand ist und nicht mehr als starr und eingebettet betrachtet werden kann.

4.1.2 Annahme der Materialien

Beton

Anhand der SIA-Norm 269-2 sind wir zu dem Ergebnis gekommen, dass der Beton C12/15 am ehesten dem Beton aus dem Jahr 1900 entspricht. Die Werte (Abbildung 8) ändern sich zwischen 10.6 N/mm^2 bis 20.7 N/mm^2 . Den Durchschnitt ist bei 15.3 N/mm^2 und der Wert für ein Beton C12/15 ist bei 12 N/mm^2 . Um auf der sicheren Seite zu sein, ohne eine Kernbohrung durchzuführen, haben wir daher in unserem Modell einen Beton C12/15 definiert.

162 (1956)	normaler Beton B.N.	150	3,4	2,2	0,37
		200	5,3	3,5	0,46
		250	7,7	5,1	0,55
		300	10,6	7,0	0,65
		350	13,4	9,0	0,73
und 115 (1935)	hochwertiger Beton B.H.	250 ²⁾	12,0	8,0	0,69
		300	16,3	10,9	0,81
		350	20,7	13,8	0,91

Abbildung 8: Ausschnitt aus der Tabelle 7 der SIA-Norm 269-2

Diese Annahme gilt jedoch für einen Beton, der keinen Schaden erlitten hat. Im Fall der Scheurenbrücke stellt sich heraus, dass der Beton stark geschädigt ist. Aus diesem Grund haben wir einen beschädigten Beton modelliert und sein Elastizitätsmodul um die Hälfte reduziert.

Baustahl

Baustahl hat sich im Vergleich zu Beton nicht wesentlich verändert. Laut Tabelle 2 der SIA-Norm (Abbildung 9) sind die charakteristischen Werte der alten Baustähle wie folgt zu anpassen. Da wir nicht sicher sind welche Stahlprofil benutzt wurde haben wir uns entschieden die folgende Werte zu nutzen:

- $f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$
- $f_{uk} = 320 \text{ N/mm}^2$
- $G_k = 77'000 \text{ N/mm}^2$
- $E_k = 200'000 \text{ N/mm}^2$

Werkstoff	Anwen- dung ¹⁾	f_{yk} ²⁾ [N/mm ²]	f_{uk} ²⁾ [N/mm ²]	G_k [N/mm ²]	E_k ²⁾ [N/mm ²]	ε_{uk} ²⁾ [%]	ν	ρ_a [kg/m ³]	α_T [10 ⁻⁶ /°C]
Guss- eisen ³⁾	vor 1900	+70/-200 ⁴⁾	+120/-600	29 000	78 000	< 0,8	0,26 ⁵⁾	7250	10
Schweiss- eisen	1850-1900	220	320	77 000	200 000	15	0,3	7800	10 ⁶⁾
Fluss- eisen	1890-1900	220	320	77 000	200 000	25	0,3	7800	10 ⁶⁾
	1900-1940	235	335	81 000	210 000	25	0,3	7800	
Fluss- stahl	1925-1955	235	360	81 000	210 000	25	0,3	7850	10 ⁶⁾

¹⁾ Hauptphase der Herstellung
²⁾ parallel zur Walzrichtung (siehe Ziffer 3.2.2.2)
³⁾ Gusseisen mit Lamellengraphit gemäss EN 1561:1997
⁴⁾ konventioneller Wert bei 0,1% spezifischer Dehnung, da Gusseisen keinen Fließbereich aufweist
⁵⁾ Durchschnittswert für unterschiedliche Typen von Gusseisen
⁶⁾ für präzisere Werte kann die Norm SIA 263 benutzt werden, gültig für alle Stähle.

Abbildung 9: Tabelle 2 der SIA-Norm 269/2

Zudem mussten wir die Geometrie des Metallprofils anpassen, da sie im Jahr 1900 einen IP34 verwendet hatten, der heute nicht mehr aktuell ist. Dafür haben wir uns für IPE 330 entschieden, da dieser in der Geometrie dem IP34 am nächsten kommt.

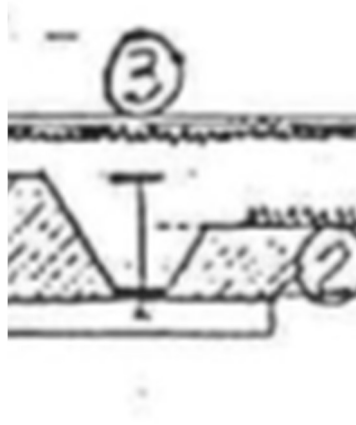


Abbildung 10: IP34

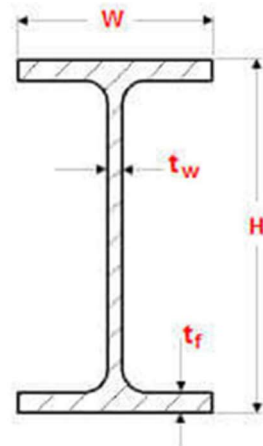


Abbildung 11: IPE 330

Diese Annahme gilt für ein nicht korrodiertes Metallprofil. In unserem Fall ist der Korrosionszustand weit fortgeschritten. Wir haben daher einen reduzierten Querschnitt des Profils mit den folgenden Werten erstellt für eine Stufe 1:

- $t_w = 6 \text{ mm}$ statt $t_w = 7.5 \text{ mm}$
- $t_f = 10 \text{ mm}$ statt $t_f = 11.5 \text{ mm}$

Für die Stufe 2, haben wir uns entschieden ein T-profil zu modellieren, um den sehr schlechten Zustand des Stahls darzustellen. An einigen Stellen ist die Korrosion schon sehr weit fortgeschritten und wir können davon ausgehen, dass der untere Flansch an einigen Stellen bereits durchgerostet ist und die Zugkräfte nicht mehr aufnehmen kann.



4.1.3 Lastfall

4.1.3.1 Zustand wie neu (Model 1)

Auflasten tragende Bauteile

Die Flächen und Linienlasten werden Anhand der Geometrie direkt vom Berechnungsprogram anhand der Raumlast bestimmt.

Auflasten nichttragende Bauteile

Bauteil	Beschrieb	Flächenlast
Decke der Brücke	Bodenaufbau	24 kN/m ³

Nutzlasten Fall

Bauteil	Beschrieb	Last
Decke	Strassenverkehr Hauptbahn	180 kN
Decke	Strassenverkehr restliche Bahn	9 kN/m ²
Decke	Schneelast	0.65 kN/m ²

4.1.3.2 Verschlechterter Zustand Stufe 1 (Model 2)

Dieses Modell wurde erstellt, um die Auswirkungen einer schlechten Brücke auf das Material zu bestimmen.

Auflasten tragende Bauteile

Die Flächen und Linienlasten werden Anhand der Geometrie direkt vom Berechnungsprogram anhand der Raumlast bestimmt.

Hier wurde das IPE-Profil wie in Kapitel 4.1.2 bezeichnet.

Auflasten nichttragende Bauteile

Bauteil	Beschrieb	Flächenlast
Decke der Brücke	Bodenaufbau (15 cm)	24 kN/m ³

Nutzlasten Fall

Bauteil	Beschrieb	Flächenlast
Decke	Strassenverkehr Hauptbahn	180 kN
Decke	Strassenverkehr restliche Bahn	9 kN/m ²
Decke	Schneelast	0.65 kN/m ²

4.1.3.3 Verschlechtern Zustand Stufe 2 (Model 3)

In diesem Modell wurde nur die Geometrie des Stahls verändert.

Auflasten tragende Bauteile

Die Flächen und Linienlasten werden Anhand der Geometrie direkt vom Berechnungsprogram anhand der Raumlast bestimmt.

T-Profil anstatt IPE wie in Kapitel 4.1.2 bezeichnet.

Auflasten nichttragende Bauteile

Bauteil	Beschrieb	Flächenlast
Decke der Brücke	Bodenaufbau (15 cm)	24 kN/m ³

Nutzlasten Fall

Bauteil	Beschrieb	Flächenlast
Decke	Strassenverkehr Hauptbahn	180 kN
Decke	Strassenverkehr restliche Bahn	9 kN/m ²
Decke	Schneelast	0.65 kN/m ²

4.2 Ergebnisse

4.2.1 Model 1

Das im ersten Modell erzielte Ergebnis gilt für eine Brücke im Neuzustand mit aktualisierten Materialien. Das bedeutet, dass die Brücke keine Probleme mit der Statik haben sollte.

Die maximale Verformung (ohne Kriechen) liegt bei 3.1 mm (Abbildung 12). Für eine 8.5m Spannweite ist den Maximalwert bei 17mm erlaubt. Da das Kriechen von Beton im Programm nicht berechnet ist, müssen wir noch den Wert adaptieren und bekommen wir eine insgesamte Verformung von 12.4 mm < 17 mm.

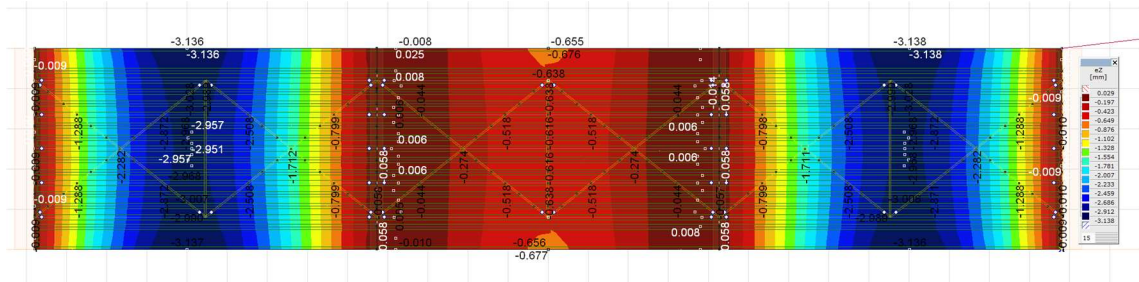


Abbildung 12: Maximale Verformungswerte des Betons [mm]

In dieser ersten Prüfung ist es wichtig, sich klarzumachen, dass eine obere Bewehrung für die Betonfahrbahnplatte erforderlich ist. Es ist eine Bewehrung von Ø16/200, die benötigt wird. Damals wurde nur eine konstruktive Armierung (Ø8/200) eingesetzt. Es ist auch möglich, dass die Brücke nicht als Durchlaufträger, sondern als 3 Einfeldträger bemessen worden ist. Dies würde eine komplett andere Momentverteilung ergeben und die Stahlprofile wären ca. 2.5 x Stärker belastet.

Wir haben auch die Beanspruchung der Stahlprofile überprüft und sind zu folgendem Ergebnis gekommen.

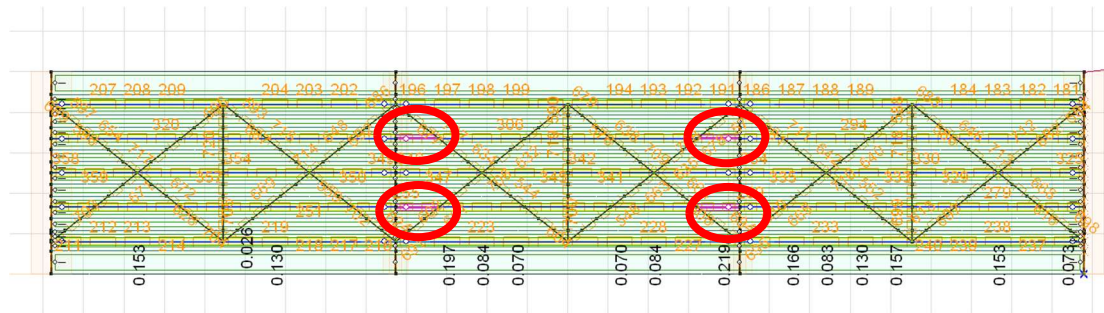


Abbildung 13: Standort der maximalen Beanspruchung der Stahlprofil IPE 330

Der am stärksten beanspruchte Balken befindet sich bei 25 % seiner Kapazität. Sie wären somit auch als Einfeldträger noch tragfähig.

Exploitation

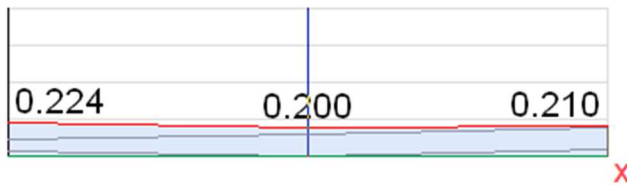


Abbildung 14: Beanspruchung der Stahlprofil IPE 330

Wir können als kleine Zusammenfassung feststellen, dass die Verformung der Brücke sowie die Beanspruchung für eine neuwertige Brücke konform ist.

In unserem Fall ist die Scheurenbrücke in schlechtem Zustand, daher haben wir ein zweites Modell erstellt.

4.2.2 Model 2

Die Ergebnisse in diesem Modell zeigen, dass bei einer korrosionsbedingten Verringerung der Geometrie von Metallprofilen die Verformung akzeptabel bleibt. Die vom Programm berechnete Verformung ist hauptsächlich auf die Eigenschaften des Betons zurückzuführen. In diesem Zustand wird der Beton ohne Kriechen oder Beschädigung berechnet.

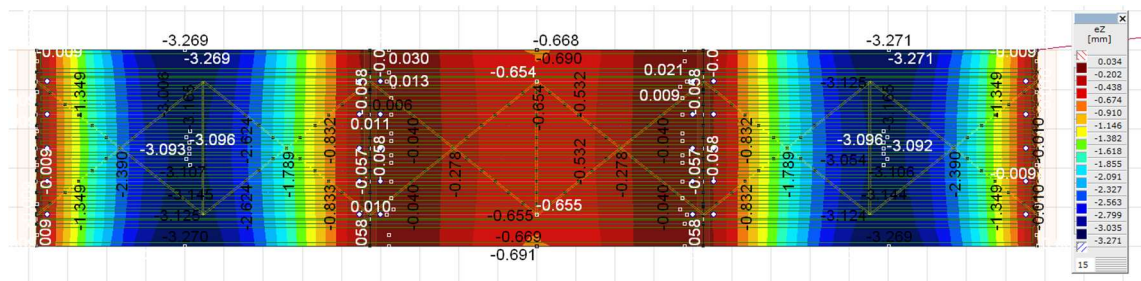


Abbildung 15: Maximale Verformungswerte des Betons für den Model 2 [mm]

Die maximale Verformung liegt hier bei 3.3 mm (Abbildung 12). Die totale Verformung liegt bei 13.2 mm < 17 mm.

Die Bewehrung, die zur Aufnahme der Kräfte benötigt wird, bleibt dieselbe wie im ersten Modell. Der Baustahl, dessen Querschnitt durch Korrosion verringert wurde, kann die Kräfte an den folgenden Stellen nicht mehr aufnehmen (Abbildung 16):

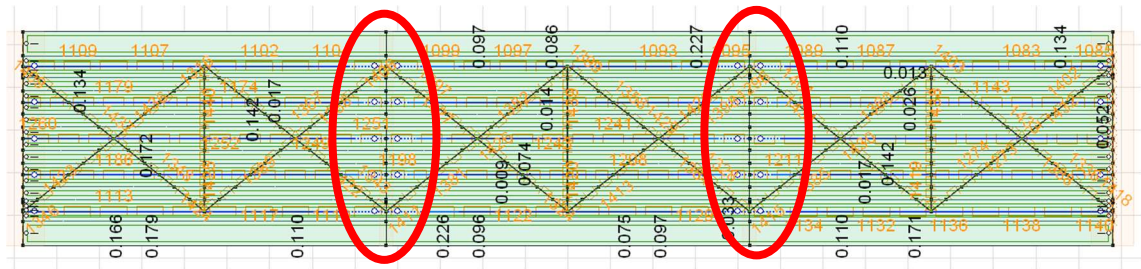


Abbildung 16: Standort der maximalen Beanspruchung der Stahlprofil IPE 330 verringert

Die problematischen Stellen befinden sich an den Stützen. Genau dort, wo die Korrosion am höchsten ist. Aus diesem Grund wurde ein Modell mit T-förmigem Querschnitt für den schlimmsten Fall entwickelt. Im Feld ist die Tragfähigkeit noch ausreichend.

4.2.3 Model 3

In diesem Modell ist die Brücke eindeutig unterdimensioniert und die Festigkeit ist in mehreren Punkten nicht mehr gewährleistet: an den Auflagern und im Feld (Abbildung 17).

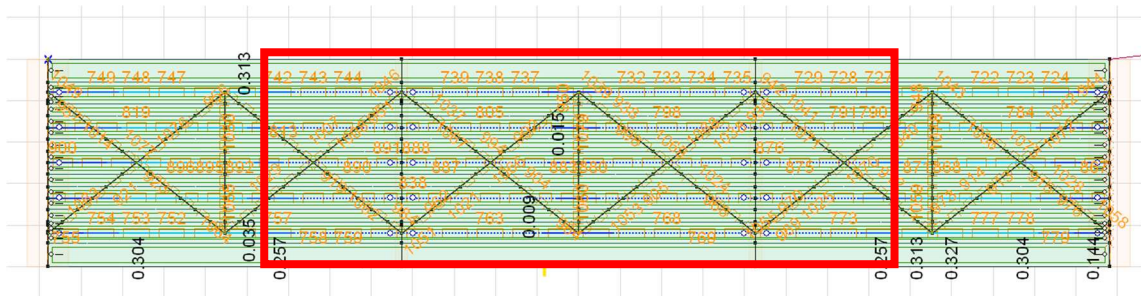


Abbildung 17: Beanspruchung der Stahlprofil T 330

4.2.4 Model 4

Daher wurde ein viertes Modell mit einer geringeren Belastung erstellt, um in der jetzigen Form eine Restnutzung gewährleisten zu können.

Wir haben bei der Berechnung festgestellt, dass die Brücke selbst bei geringer Belastung keine angemessene Tragsicherheit mehr gewährleisten kann.

Der Zustand der Brücke wird sich im Laufe der Zeit immer schneller verschlechtern, da der Beton seit Jahren undichter geworden ist. Dies bedeutet, dass die Korrosion im Laufe der Jahre umso stärker wird und der Schutz des Stahls durch den Beton nicht gewährleistet sein wird.

Sobald die unteren Flansche an einigen Stellen komplett durchgerostet sind, ist ein Einsturz der Brücke möglich. Dieses Risiko wird ist schwierig in Prozent auszudrücken, wird jedoch im Laufe der Zeit immer grösser.

5 FAZIT

Aufgrund der erhaltenen Ergebnisse können wir die Sicherheit der Brücke nicht mehr garantieren. Wir empfehlen somit dringend, die bestehende Brücke zu ersetzen oder zu verstärken. In diesem Moment kann die Brücke jederzeit einstürzen. Das Risiko eines Versagens wird im Laufe der Zeit immer grösser werden.

Für den Fall, dass der Bau einer neuen Brücke in Frage kommt, empfehlen wir den Bau von Fahrbahnschwellen an beiden Seiten der Brücke. Dies wird dazu führen, dass eine Einfahrt in das Dorf mit 50 km/h gewährleistet ist, da die Breite vergrössert werden muss, um die neuen Normen zu erfüllen.

Falls die Wahl auf eine Verstärkung trifft, können wir nur empfehlen, Bohrungen und intensive Analysen durchzuführen, um den tatsächlichen Zustand der Materialien zu kennen. Das heisst, die genaue Festigkeit des Betons, der Korrosionsgrad des Baustahls und der Bewehrung. Angesichts des visuellen Zustandes der Brücke erachten wir eine Verstärkung als schwierig und teuer. Zudem ist die Restnutzungsdauer einer verstärkten Brücke wesentlich geringer als die eines Ersatzneubaus.

Kurzfristig empfehlen wir die Beobachtung der Brücke durch einen Spezialisten in einem Intervall von 6 Monaten. Zudem sollte die Nutzlast der Brücke auf 7.5 Tonnen reduziert werden, um das Risiko zu minimieren.

Wenn sich der Zustand weiter verschlechtert, was zu erwarten ist, muss die Brücke voraussichtlich in wenigen Jahren auf PKW beschränkt werden. Sobald die unteren Flansche durch Korrosion mehr als 70 % der Dicke verloren haben, muss die Brücke gesperrt werden.