

EISENBAHNBRÜCKE EV. KM 63.571 HORNÍ CEREKEV

Das Projekt "SAFEBRIDGE" hat das Ziel, ein fortgeschrittenes Verfahren zur numerischen Bewertung von Brücken auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie (auf Basis von EN 1990 und der österreichischen Norm ÖN B4008-2) zu entwerfen und dieses für mehr Ingenieurbüros und Straßen- und Eisenbahninfrastrukturbetreiber in Wien, Niederösterreich und Mähren verfügbar zu machen. Eine der ausgewählten Brücken (5 in Österreich und 5 in der Tschechischen Republik) wird vorgestellt, einschließlich Bauwerkdetails, FE-Modell, Lastmodellen und ausgewählten Ergebnissen.

Bauwerksdetails

- Einfeldplattenbrücke aus eingegossenen Stahlträgern
- Gesamtspannweite: 7,0 m
- Gesamtbreite: 21,60 m
- Gesamtzahl der Bahngleise: 4
- Errichtet 1887
- Jahr des letzten Wiederaufbaus: 1936



Abbildung 1: Ansicht der Brücke

Abbildung 1 zeigt eine Ansicht der Brücke dar. Die Geometrie des Stahlträgers und seine Position im Brückendeck ist in Abbildung 2 dargestellt.

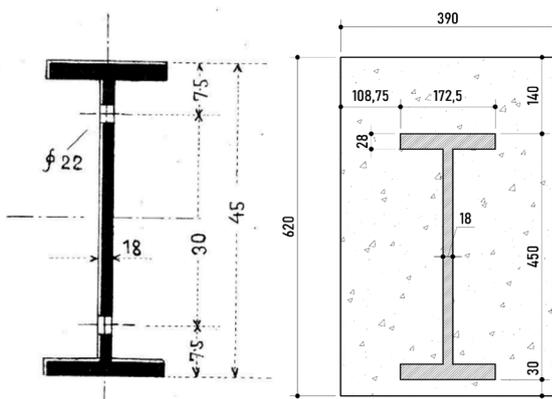


Abbildung 2: Das Schema des Strahls I Nr. 45 (links); Querschnitt eines typischen Brückendecksegments (rechts)

Die Brücke besteht aus zwei unabhängigen Brückendecks mit einer Breite von 11,00 m (28 Balken) und 10,60 m (27 Balken). Die eingegossenen Stahlträger sind mit Rabitzdrahtnetz und Gips mit Beton bedeckt.

Stochastisches Modell

Aufgrund des Mangels an Informationen zu den Materialparametern des verwendeten Betons und Stahls wurden Werte berücksichtigt, die aus den angenommenen Nennwerten abgeleitet wurden, die für die definierten Qualitätsklassen von Materialien typisch sind. Die Mittelwerte der Materialeigenschaften wurden auf der Grundlage der in normativen Dokumenten angegebenen Beziehungen berechnet (siehe EN 1992 [1] und fib Model Code 2010 [2]). Die Wahrscheinlichkeitsverteilungen und Parameter von Baustahl wurden aus dem JCSS Probabilistic Model Code [3] und andere Quellen (siehe [4]) entnommen. Das verwendete stochastische Modell ist in Tabellen 1 und 2 zusammengefasst (COV: Variationskoeffizienten und PDF: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion). Tabelle 3 zeigt die verwendete Korrelationsmatrix konkreter Parameter.

Tabelle 1: Liste von Zufallsvariablen

Parameter	Symbol
Elastizitätsmodul von Beton	E
Betonzugfestigkeit	f_t
Betondruckfestigkeit	f_c
Bruchenergie	G_f
Elastizitätsmodul von Stahl	E_{st}
Streckgrenze von Stahl	f_{yt}

Tabelle 2: Stochastisches Modell von Zufallsvariablen

Parameter	Mittelwert	COV	PDF
E [kPa]	25331.37	0.15	Lognormal
f_t [MPa]	1.904	0.30	Lognormal
f_c [MPa]	16	0.06	Lognormal
G_f [J.m ⁻²]	0.00012024	0.128	Lognormal
E_{st} [MPa]	210000	0.03	Lognormal
f_{yt} [kPa]	365.24	0.07	Lognormal

Tabelle 3: Korrelationsmatrix der konkreten Materialparameter

	E	f_t	f_c	G_f
E	1	0.5	0.8	0.5
f_t	0.5	1	0.7	0.8
f_c	0.8	0.7	1	0.6
G_f	0.5	0.8	0.6	1

Stochastische Analyse der Tragfähigkeit

Für die Anforderungen der grundlegenden stochastischen Analyse wurden 30 Simulationen basierend auf dem beschriebenen stochastischen Modell generiert. Kurven, die die Beziehung zwischen Last und Verformung in der Mitte der Spannweite eines typischen Brückensegments anzeigen, sind in Abbildung 3 dargestellt.

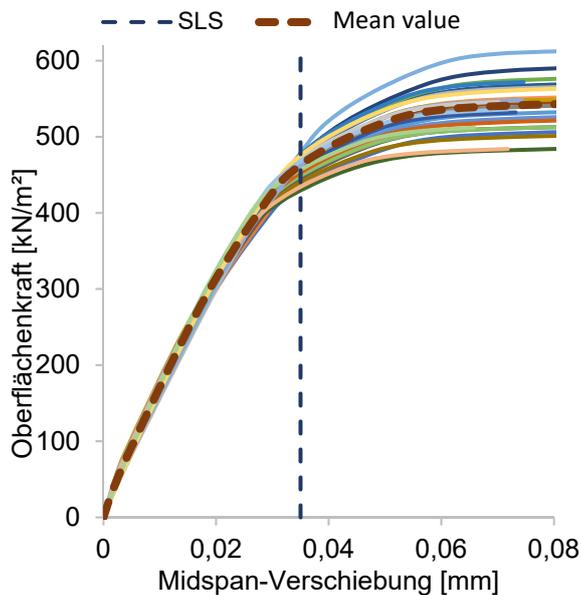


Abbildung 3: Diagramm Last vs. Verformung in der Mitte der Spannweite für 30 Simulationen der stochastischen Lastanalyse für SLS

Bei der bewerteten Struktur wird das Verhalten des Brückendecks maßgeblich durch das Verhalten von betonierten Stahlträgern bestimmt. Der Durchschnittswert der Tragfähigkeit des Brückendecks im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beträgt 457,533 kN/m². Die entsprechende Standardabweichung beträgt 13,222 kN/m². Abbildung 4 zeigt ein Histogramm der Reaktion, wenn der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erreicht ist; Die angenommene Weibull-Verteilung (3-parametrisch) der Antwort der Struktur wird ebenfalls angezeigt.

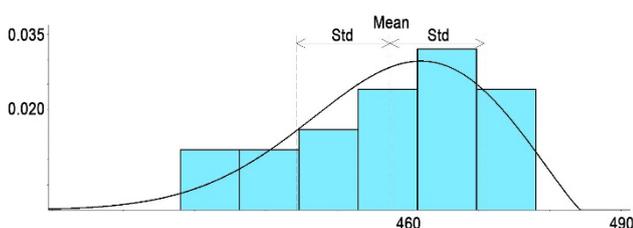


Abbildung 4: Histogramm der Reaktion im (einschließlich der angenommenen Weibull-3-parametrischen Verteilung der strukturellen Reaktion)

Abbildungen 5–7 zeigen Teilergebnisse einer nichtlinearen Analyse des numerischen Modells eines typischen Brückendecksegments, die für ein Modell mit den Mittelwerten der Materialparameter durchgeführt wurden (gemäß Tabelle 2).

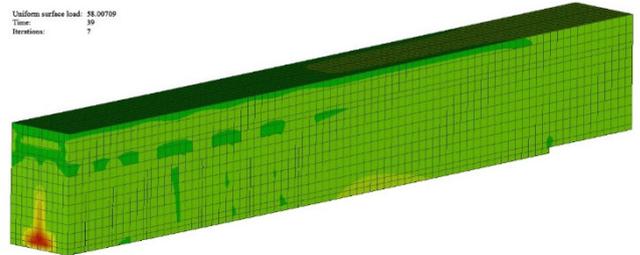


Abbildung 5: Hauptspannung nach Erreichen der Durchbiegung von $L/200 = 35$ mm (SLS) - für ein typisches Segment eines Brückendecks

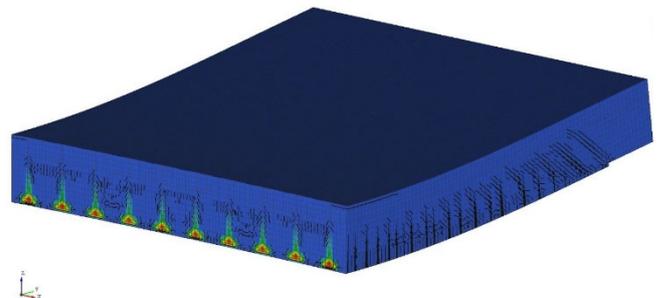


Abbildung 6: Hauptspannung für 10 Brückensegmente nach Versagen der Betonschicht des Stahlträgers

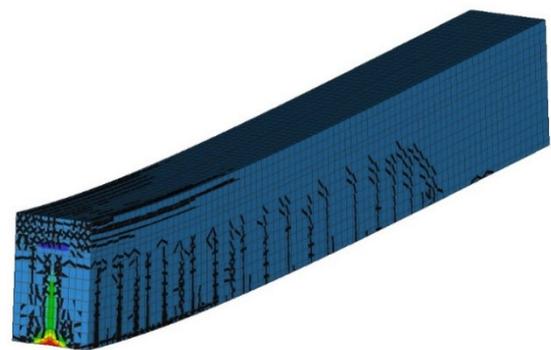


Abbildung 7: Hauptspannung bei maximaler Kapazität

Quellen

- [1] EN 1992: Eurocode 2, 2004.
- [2] fib Model Code for Concrete Structures 2010.
- [3] JCSS Probabilistic Model Code, 2001.
- [4] Řoutil, L., Lehký, D., Šimonová, H., Kucharčzyková, B., Keršner, Z., Novák, T., Zimmermann, T., Strauss, A., Krug B. (2014). Experimental-computational determination of mechanical fracture parameters of concrete for probabilistic life-cycle assessment. Proceedings of IALCCE 2014, Tokyo, Japan.