



ICOM - CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
Institut de Statique et Structures
Département de Génie Civil
ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE

Rapport de recherche

ICOM 419

**STUFENWEISES VORGEHEN
DES ERMÜDUNGSNACHWEISES
ZUR BEURTEILUNG ALTER STAHLBRÜCKEN**

Andrea BASSETTI
Alain NUSSBAUMER

Juli 2000

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG.....	2
1.1 AUSGANGSLAGE UND ZIELSETZUNG.....	2
1.2 GLIEDERUNG DES BERICHTES	2
2. SBB-WEISUNG W BAU GD 27/92 REV. 96	3
2.1 BEURTEILUNG DER BESTEHENDEN SBB-WEISUNG.....	3
3. GRUNDSÄTZE.....	4
3.1 NACHWEIS DER ERMÜDUNGSSICHERHEIT IN DEN NORMEN DES SIA.....	4
3.2 VERGLEICH DER VERKEHRSMODELLE.....	7
3.3 ANNAHMEN ZUR FESTLEGUNG DER BETRIEBSLASTFAKTOREN	8
3.4 BETRIEBSLASTFAKTOREN ERMITTELT MIT DEN VERKEHRSMODELLEN DER VERGANGENHEIT	10
4. NACHWEIS DER ERMÜDUNGSSICHERHEIT ALTER STAHLBRÜCKEN	15
4.1 STUFENWEISES VORGEHEN ZUM ERMÜDUNGSNACHWEIS	15
4.2 STUFE 1: ERSTELLUNG EINER PRIORITÄTENLISTE.....	16
4.3 STUFE 2: BETRIEBSLASTFAKTOREN DER VERGANGENHEIT	17
4.4 STUFE 3: GENAUE ERMITTLUNG DER SCHADENSUMME	18
4.5 INSPEKTIONSINTERVALLE.....	22
5. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND ZUSAMMENFASSUNG	23
ANHANG.....	25
A1 VERKEHRSMODELLE	25
A2 BETRIEBSLASTFAKTOREN ERMITTELT MIT DEN VERKEHRSMODELLEN DER VERGANGENHEIT	33
A3 VERKEHRS-AUFKOMMEN (BEISPIELE)	39
A4 BETRIEBSFESTIGKEITSKURVEN GENIETETER DETAILS	40
LITERATURHINWEISE	41

1. EINLEITUNG

1.1 AUSGANGSLAGE UND ZIELSETZUNG

Der vorliegende Bericht enthält Resultate, die im Rahmen der Tätigkeiten der Arbeitsgruppe, unter der Leitung der Deutschen Bahn AG und den Schweizerischen Bundesbahn AG, mit dem Ziel bestehenden Richtlinien für die Beurteilung der Trag- und Ermüdungssicherheit von alten Eisenbahnbrücken aus Stahl zu überarbeiten, entstanden sind.

Alle Resultate dieses Berichtes bauen auf den Erkenntnissen von früherer Arbeiten, die am Institut für Stahlbau (ICOM) der Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne (EPFL) auf dem Gebiet der Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl durchgeführt wurden [1,2,9].

Mit der vorliegenden Arbeit wurde folgende Ziele angestrebt:

- Kritische Überprüfung der SBB-Weisung W Bau GD 27/92 hinsichtlich der rechnerischen Ermittlung der Restlebensdauer bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl.
- Festlegung eines 3-stufigen Vorgehens zum Nachweis der Ermüdungssicherheit, welches eine genauere Abschätzung der Restnutzungsdauer ermöglicht.
- Bestimmung von Betriebslastfaktoren ausgehend von Verkehrsmodellen der Vergangenheit.

Der vorliegende Bericht befasst sich einzig mit der Problematik der rechnerischen Ermittlung der Restnutzungsdauer und dem Nachweis der Ermüdungssicherheit. Der Nachweis der Tragsicherheit, sowie die Problematik der Durchführung von Inspektionen und die Anwendung von zerstörungsfreien Prüfmethoden sind nicht Gegenstand dieses Berichtes.

1.2 GLIEDERUNG DES BERICHTES

Im Kapitel 2 sind einige Bemerkungen betreffend der bestehenden SBB-Weisung W Bau GD 27/92 zusammengefasst.

Die Grundsätze bezüglich der Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Bemessungsnormen des SIA sind im Kapitel 3 wiedergegeben. Kapitel 3 enthält ebenfalls einen Vergleich zwischen den Betriebslastfaktoren ermittelt für verschiedene Verkehrsmodelle (Abschnitt 3.2), die Annahmen für die Berechnung der Betriebslastfaktoren (Abschnitt 3.3) und das Vorgehen für die Herleitung von Betriebslastfaktoren mit den Verkehrsmodellen der Vergangenheit (Abschnitt 3.4).

Ein Vorschlag für ein dreistufiges Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken als Ergänzung der SBB-Richtlinie ist im Kapitel 4 beschrieben.

Kapitel 5 enthält die Schlussfolgerungen des vorliegenden Berichtes.

2. SBB-WEISUNG W BAU GD 27/97 REV. 96

2.1 BEURTEILUNG DER BESTEHENDEN SBB-WEISUNG

Für die Beurteilung und Nachrechnung von bestehenden genieteten Eisenbahnbrücken der SBB ist die Weisung W Bau GD 27/97 verbindlich. In dieser Richtlinie werden für den Nachweis der Ermüdungssicherheit Betriebslastfaktoren α vorgeschlagen, welche unter Verwendung einer Betriebsfestigkeitskurve mit der konstanten Neigung $m = 5$ (ohne Knickpunkt) und den SBB-Typenzügen des Anhang A1.3 berechnet worden sind. Diese Annahmen sind für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken aus folgenden Gründen zu konservativ:

- Die Annahme einer Betriebsfestigkeitskurve mit der konstanten Neigung $m = 5$ führt zu einer Unterschätzung der Ermüdungsfestigkeit und daher zu einer kürzeren Restnutzungsdauer für Spannungsdifferenzen im Bereich der Zeitfestigkeit. Bei Bahnbrücken liegt in der Regel eine Vielzahl der Spannungsdifferenzen unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, so dass die Folgen dieser Annahme ziemlich beschränkt bleiben. Vergleichsrechnungen haben jedoch gezeigt, dass die Berechnung der Betriebslastfaktoren unter Verwendung einer Betriebsfestigkeitskurve nach EKS mit Neigung $m_1 = 3$, $m_2 = 5$ und *cut-off* zu einer Verminderung der Betriebslastfaktoren um 5% führt.
- Die SBB-Typenzüge, die für die Bestimmung der Betriebslastfaktoren der SBB-Richtlinie verwendet wurden, sind für die Typisierung der heutigen Verkehrslasten geeignet, sie könnten jedoch bei sehr alten Brücken zu einer Überschätzung der Verkehrslasten der Vergangenheit führen.

In der SBB-Richtlinie gibt es keine Angabe über die für die Ermittlung der Betriebslastfaktoren angenommene Anzahl der Überfahrten. Die Nachrechnung der Betriebslastfaktoren für ein Verkehrsvolumen von 120 Zügen pro Tag und Gleis hat grössere Werte ergeben (s. Abschnitt 3.3). Es ist daher anzunehmen, dass die Betriebslastfaktoren der SBB-Richtlinie für ein viel geringeres Verkehrsaufkommen bestimmt worden sind. Die uneingeschränkte Anwendung dieser Betriebslastfaktoren könnte, je nach den tatsächlichen Verkehrsaufkommen, zu einer Über- oder Unterschätzung der Restnutzungsdauer führen.

Die Formel für die Ermittlung der Restnutzungsdauer ist in der SBB-Richtlinie ziemlich unklar. Ausserdem fehlt in dieser Richtlinie eine Definition der Inspektionsintervalle.

Ein stufenweises Vorgehen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit, welches einige dieser Nachteile beseitigen könnte und eine sukzessive Verfeinerung des Ermüdungsnachweises ermöglichen würde, ist im Kapitel 4 beschrieben.

In der SBB-Richtlinie wird für genietete Bauteile eine nominelle Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel von $\Delta\sigma_c = 80$ MPa angenommen. Ermüdungsversuche an genieteten Trägern [11] haben jedoch gezeigt, dass dieser Wert nur als oberer Grenzwert für Bauteile in gutem Zustand und mit hohen Vorspannungskräften in den Nieten oder für Nietlöcher, welche erst in der definitiven Position nachgebohrt wurden, anzunehmen ist. Die Resultate der Ermüdungsversuche zeigen, dass im Regelfall eine Betriebsfestigkeitskurve nach EKS mit einer nominellen Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ von 71 MPa angemessener ist um die Ermüdungsfestigkeit genieteter Bauteile zu beschreiben (s. Anhang A4).

Auch für den Ermüdungsnachweis der Nieten ist gemäss [1] die Dauerfestigkeit $\Delta\tau_D$ anstatt der nominellen Ermüdungsfestigkeit $\Delta\tau_c$ (SBB Weisung, Abschnitt 9.5) zu berücksichtigen:

$$\Delta\tau(\Phi Q_{fat}) \leq \frac{\Delta\tau_D}{\gamma_{fat}} \quad \text{wobei } \Delta\tau_D = 100 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

3. GRUNDSÄTZE

3.1 NACHWEIS DER ERMÜDUNGSSICHERHEIT IN DEN NORMEN DES SIA

Für den Nachweis der Ermüdungssicherheit wird in den Bemessungsnormen des SIA die sogenannte Ermüdungslast als Bezugsgrösse verwendet. Für die Bemessung von Bahnbrücken, entspricht die Ermüdungslast der Normalspur (Q_{fat}) dem Lastmodell UIC 71.

Die Verknüpfung zwischen Ermüdungslast und Verkehrslasten (Betriebslasten) erfolgt durch den sogenannten Betriebslastfaktor α (Fig. 3.1). Der Betriebslastfaktor berücksichtigt die von einem gewissen Verkehrsmodell erzeugte Spannungsgeschichte und ist vom Verkehrsvolumen (Anzahl der Überfahrten pro Zeiteinheit), von der vorgesehenen Nutzungsdauer und von der Einflusslänge des statischen Systems abhängig.

Der Betriebslastfaktor ist als Verhältnis zwischen der äquivalenten Spannungsdifferenz und der Spannungsdifferenz aus der Ermüdungslast definiert, und beträgt:

$$\alpha = \frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma(\Phi Q_{fat})} \quad (3.1)$$

$\Delta\sigma_e$: äquivalente Spannungsdifferenz bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel

α : Betriebslastfaktor

$\Delta\sigma(\Phi Q_{fat})$: Spannungsdifferenz infolge der mit dem dynamischen Beiwert multiplizierten Ermüdungslast

Wobei, die sogenannte äquivalente Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_e$ diejenige Spannungsdifferenz ist, welche bei $2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel die gleiche Schadensumme bewirkt, wie das Spannungskollektiv, das von den Betriebslasten über die vorgesehenen Nutzungsdauer erzeugt wird.

Ausgehend von der Spannungsdifferenz infolge der Ermüdungslast kann durch den Betriebslastfaktor die entsprechende äquivalente Spannungsdifferenz ermittelt werden. Da diese Spannungsdifferenz bei $2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel bezogen ist, kann sie direkt mit der nominellen Ermüdungsfestigkeit eines Konstruktionsdetails verglichen werden:

$$\Delta\sigma_e = \alpha \Delta\sigma(\Phi Q_{fat}) \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fat}} \quad (3.2)$$

$\Delta\sigma_c$: nominelle Ermüdungsfestigkeit

γ_{fat} : Widerstandsbeiwert für den Nachweis der Ermüdungssicherheit

Der Ablauf der Berechnung für die Herleitung der Betriebslastfaktoren ist in Bild 3.1 schematisch dargestellt.

Die Betriebslastfaktoren für Bahnlasten (Normalspur) der Norm SIA 161 sind mit dem Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 (s. Anhang A1.2) ermittelt worden. Die Betriebslastfaktoren nach Norm SIA 161 entsprechen den maximalen Werten, die unter Berücksichtigung der Beanspruchungen von fünf verschiedenen statischen Systemen und insgesamt vierzehn Einflusslinien erhalten wurden [1].

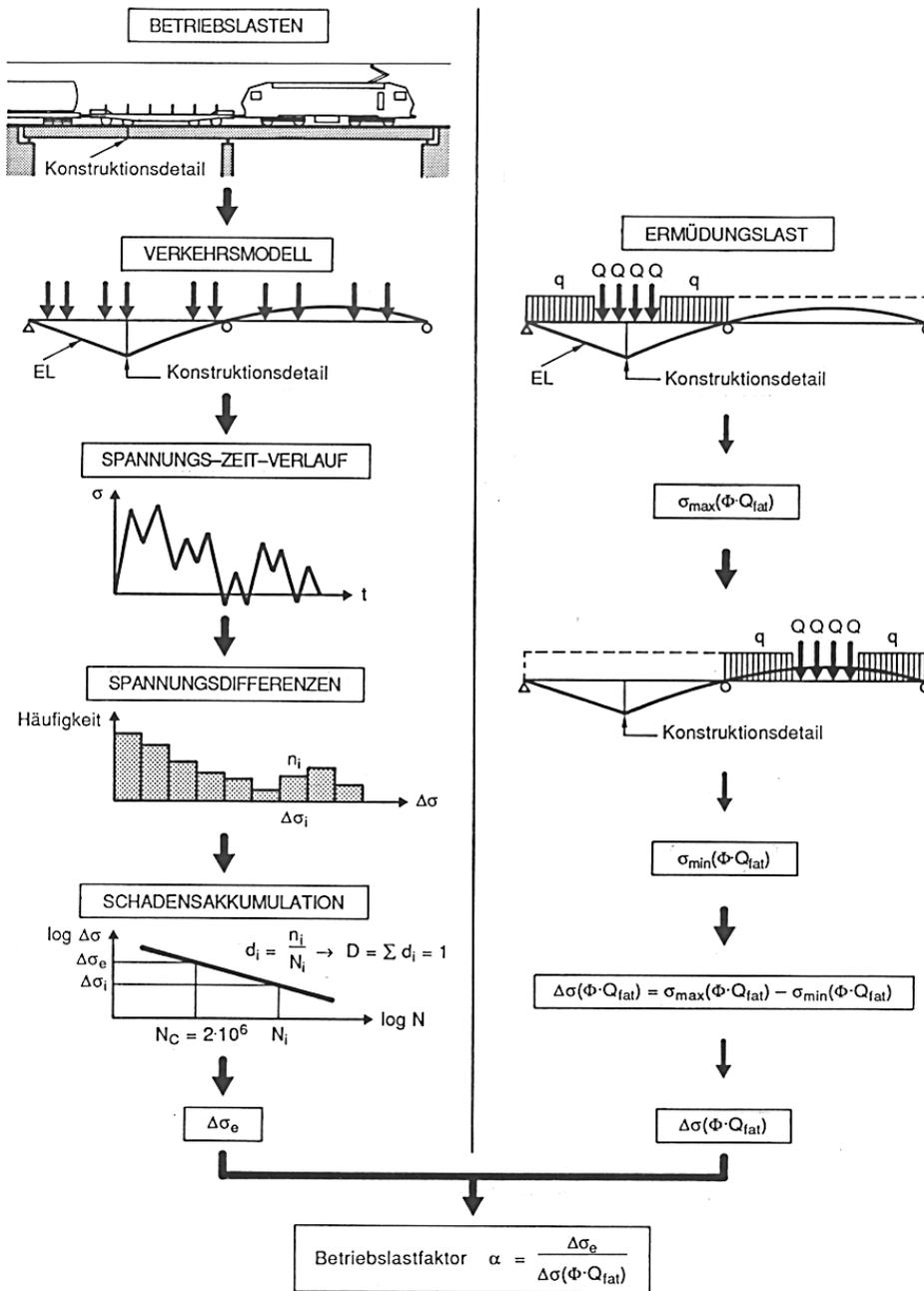


Bild 3.1 – Schematische Darstellung der Herleitung des Betriebslastfaktors [1].

Die Betriebslastfaktoren sind für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren und drei verschiedenen Verkehrsvolumen bestimmt worden (s. Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2 – Verkehrsvolumen auf Normalspurstrecken

	Anzahl Züge pro Tag und Gleis (365 Tage/Jahr)	Bruttotonnen pro Jahr und Gleis
Nebenlinien	60	$12 \cdot 10^6$
Hauptlinien	120	$24 \cdot 10^6$
Hauptlinien mit grossem Verkehr	220	$44 \cdot 10^6$

Die Herleitung der Betriebslastfaktoren basiert auf der linearen Schadensakkumulation nach Miner. Die Schadensakkumulationsrechnung ist mit einer abgeknickten Betriebsfestigkeitskurve mit der Neigung $m_1=3$, $m_2=5$ und *cut-off* bei $N_V = 10^8$ Spannungswechsel durchgeführt worden. Aufgrund dieser Annahme, hat die Ermittlung der äquivalenten Spannungsdifferenz durch eine iterative Berechnung zu erfolgen (Fig. 3.3).

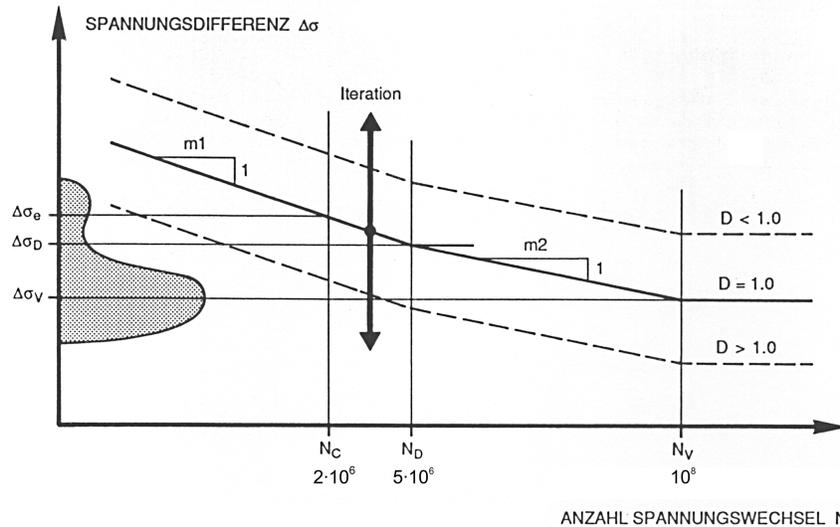


Bild 3.3 – Iterative Berechnung zur Ermittlung der Betriebsfestigkeitskurve mit dem Gesamtschaden $D_{tot} = 1$ und der entsprechenden äquivalenten Spannungsdifferenz [1].

Bei kurzen Einflusslängen l_ϕ ist es möglich, dass durch die grosse Anzahl an Spannungswechseln diejenige Ermüdungsfestigkeitskurve, die den kumulativen Schaden $D_{tot} = 1.0$ ergibt, so hoch liegt, dass alle Spannungsdifferenzen unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ liegen. In diesem Fall ist die Festlegung der minimal erforderlichen Betriebsfestigkeitskurve zu streng. Der Nachweis der Dauerfestigkeit ist somit angezeigt, da günstiger. Die äquivalente Spannungsdifferenz wird unter der Bedingung ermittelt, dass die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ gerade gleich der maximal auftretenden Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_{max}$ ist. Diese zweite Bedingung ist bei kleinen Einflusslängen massgebend. Um den Unterschied dieser zwei Annahmen zu zeigen, sind in Bild 3.4 die Betriebslastfaktoren, die mit den Betriebsfestigkeitskurven und der Dauerfestigkeit berechnet worden sind, dargestellt. Für dieses Beispiel sind anstelle eines Verkehrsmodells die an der Brücke Oberrüti im Jahre 1977 gemessenen Betriebslasten verwendet worden [1]. Als statisches System dient ein einfacher Balken. In der Norm SIA 161 (Fig. 3.5) wird nur der kleinere von beiden Betriebslastfaktoren angegeben.

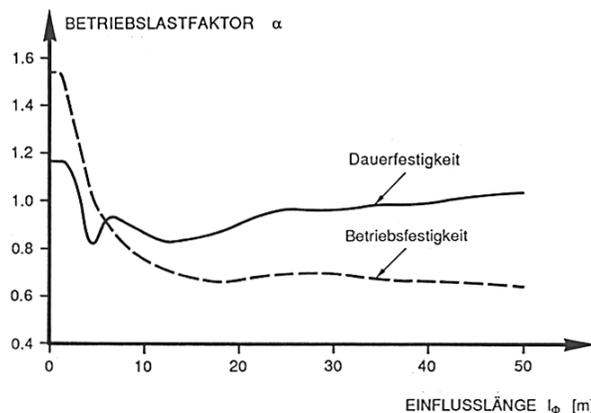


Bild 3.4 – Beispiel zum Vergleich der Betriebslastfaktoren, die mit den Betriebsfestigkeitskurven und der Dauerfestigkeit berechnet worden sind [1].

Die Betriebslastfaktoren für Bahnlasten der Norm SIA 161 sind in Bild 3.5 dargestellt. Sie werden dabei in Abhängigkeit der Einflusslänge l_ϕ und der Anzahl Überfahrten (Tabelle 3.1), dargestellt.

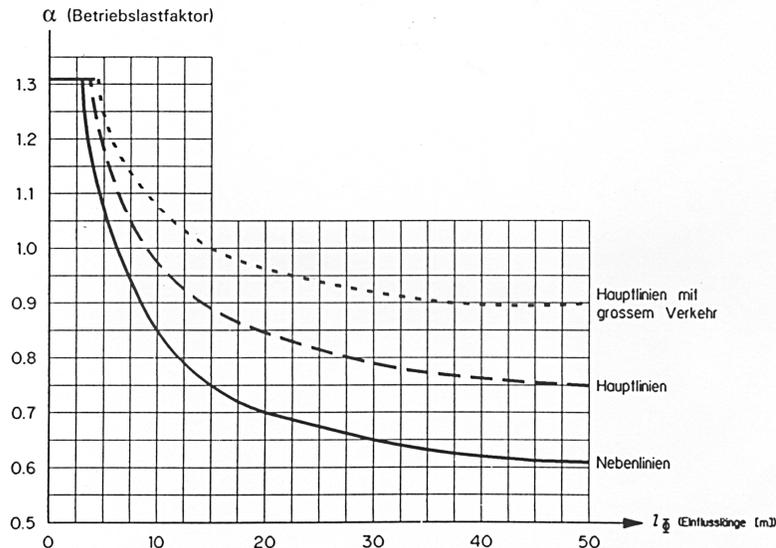


Bild 3.5 – Betriebslastfaktoren für Bahnlasten (Normalspur) gemäss Norm SIA 161 [7].

3.2 VERGLEICH DER VERKEHRSMODELLE

Für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit haben die SBB sechs genau umschriebene Typenzüge festgelegt (s. Anhang A1.3, [3]), welche in guter Annäherung die im Verkehrsablauf auftretenden Züge darstellen. Das Mischverhältnis der sechs SBB-Typenzüge entspricht dem Verkehrsaufkommen auf einer stark befahrenen Hauptstrecke.

Die Betriebslastfaktoren der Bemessungsnorm SIA 161 sind mit den Beanspruchungen infolge der sechs Typenzügen nach der SIA Studie 1987 (s. Anhang A1.2) ermittelt worden. Fahrzeuggeometrie, Komposition und Mischverhältnis dieser Typenzüge entsprechen genau denjenigen der SBB-Typenzügen. Der einzige Unterschied zwischen diesen zwei Verkehrsmodellen sind die Achslasten der Lokomotiven und der Güterzüge. Für die schwersten Fahrzeuge berücksichtigen die Typenzüge nach der SIA Studie 1987 Achslasten von 225 kN anstatt 200 kN.

Die Betriebslastfaktoren, ermittelt mit den drei verschiedenen Verkehrsmodellen (d.h. SBB-Typenzüge, Typenzüge nach der SIA Studie 1987 und UIC-Typenzüge) können in Bild 3.6 verglichen werden. Sie sind für einen einfachen Balken mit einer Spannweite zwischen 2 und 50 m, ein Verkehrsvolumen von 120 Züge pro Tag und, wie die Betriebslastfaktoren der Norm SIA 161, für eine Nutzungsdauer von hundert Jahren ermittelt worden.

Die Betriebslastfaktoren, die mit dem Verkehrsmodell nach UIC ermittelt wurden, sind im Durchschnitt 7% grösser als die Werte nach der SIA Norm 161, bzw. 20% grösser als die Betriebslastfaktoren, die mit dem Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 ermittelt wurden. Dies resultiert aus der schwereren Achslasten der Güterzüge im Modell UIC (z.B. Typenzug E08: 250 kN Achslast).

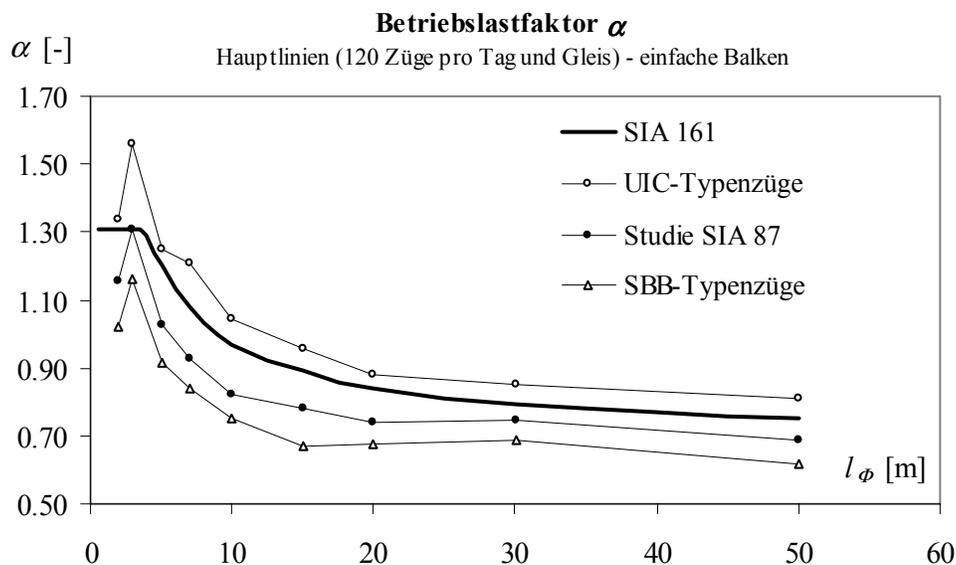


Bild 3.6 – Betriebslastfaktoren berechnet für verschiedene Verkehrsmodelle.

Obwohl beide Berechnungen auf dem gleichen Verkehrsmodell beruhen, liegen die mit dem Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 ermittelte Betriebslastfaktoren bis 17% tiefer als die Werte der SIA Norm 161. Dieser Unterschied ist hauptsächlich auf die unterschiedlichen Annahmen bezüglich des dynamischen Beiwerts zurückzuführen. Für die Nachrechnung mit dem Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 wurde der dynamische Beiwert nach UIC eingesetzt (s. Abschnitt 3.4), welcher von der Zuggeschwindigkeit und der Gleislage abhängig ist. Im Gegensatz dazu, sind die Betriebslastfaktoren der Norm SIA 161 mit einem konstanten dynamischen Beiwert ermittelt worden. Für das Kriterium der Betriebsfestigkeit wurde unabhängig von der Geschwindigkeit für alle Typenzüge $\Psi = 1.2$ eingesetzt, während für die Werte, die mit dem Kriterium der Dauerfestigkeit (kurzen Einflusslängen) ermittelt wurden, $\Psi = 1.8$ angenommen wurde [1].

3.3 ANNAHMEN ZUR FESTLEGUNG DER BETRIEBLASTFAKTOREN

Für die Berechnung der Betriebslastfaktoren wurde eine Verteilung der Achslasten auf drei Schienenstützpunkte angenommen (Bild 3.7).

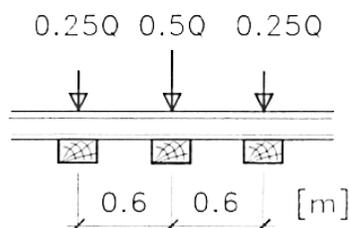


Bild 3.7 – Radlastverteilung.

Die Spannungskollektive wurden beim Verschieben der Lastzüge auf der Einflusslinie mit einer Schrittweite von 0.1 m bestimmt. Zur Berücksichtigung der dynamischen Effekte, wurden die Achslasten mit dem

dynamischen Beiwert Ψ nach UIC multipliziert:

$$\Psi = 1 + \varphi \quad \text{wobei} \quad \varphi = \varphi' + c \varphi''$$

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4}$$

$$\text{mit} \quad K = \frac{v}{2f l}$$

$$\varphi'' = 0.56 e^{-\frac{l_\phi^2}{100}}$$
(3.3)

Ψ : dynamischer Beiwert der Typenzüge zur Berücksichtigung des Einflusses auf die Ermüdung

f : Eigenfrequenz in Hz

l : Brückenlänge in m

l_ϕ : Einflusslänge in m

v : Geschwindigkeit in m/s

c : Gleisqualität

Der dynamische Beiwert wurde mit folgender Vereinfachung berechnet:

- Die Brückenlänge darf durch die Einflusslänge ersetzt werden $l = l_\phi$.
- Die Bestimmung der Eigenfrequenz von Stahlbrücken darf vereinfacht erfolgen:
 - für $l < 20$ m gilt $f = 80/l$
 - für $l > 20$ m gilt $f = 23.58/l^{0.592}$

Für die Gleisqualität wurde eine gute Gleislage angenommen, was zu einem Faktor $c = 0.5$ führt ($c = 1.0$ entspricht einer schlechten Gleislage).

Die äquivalente Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_e$ wurde unter Verwendung einer abgeknickten Betriebsfestigkeitskurve nach EKS [8] (Bild 3.3) mit Neigung $m_1=3$, $m_2=5$ und *cut-off* bei $N_V = 10^8$ Spannungswechsel ermittelt.

Der Betriebslastfaktor ist als Verhältnis zwischen der äquivalenten Spannungsdifferenz und der Spannungsdifferenz infolge der mit dem dynamischen Beiwert Φ multiplizierten Ermüdungslast definiert (Gl. 3.1). Die Beanspruchungen infolge der Ermüdungslast wurden ohne Verteilung der Achslasten und mit dem dynamischen Beiwert Φ nach Norm SIA 160 bestimmt:

$$\Phi = \frac{1.44}{\sqrt{l_\phi} - 0.2} + 0.82 \quad \text{wobei} : 1 \leq \Phi \leq 1.67$$
(3.4)

Für die Ermittlung der Betriebslastfaktoren mit den Verkehrsmodellen der Vergangenheit (Anhang A2) wurden drei verschiedene statische Systeme (einfacher Balken, Zweifeldträger und Fünffeldträger) und insgesamt fünf verschiedene Einflusslinien betrachtet (Beanspruchungen in Mitte des Feldes und über der Stütze). Die Betriebslastfaktoren im Anhang A2 entsprechen den Extremwerten der Resultate, die für die verschiedenen statischen Systemen erhalten wurden. In Bild 3.8 sind die Betriebslastfaktoren in Abhängigkeit von der Einflusslänge und vom statischen System dargestellt. In diesem Beispiel wurden die Betriebslastfaktoren mit dem Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 (zukünftiger Verkehr) für eine Lebensdauer von 100 Jahren und einem Verkehrsvolumen von 120 Zügen pro Tag und Gleis berechnet.

Für die Bestimmung der äquivalenten Spannungsdifferenz wurde einzig das Kriterium der Betriebsfestigkeit berücksichtigt (s. Bild 3.4).

Die mit den Verkehrsmodellen der Vergangenheit ermittelten Betriebslastfaktoren wurden für die drei Verkehrsvolumen nach Norm SIA 160 (Nebenlinien, Hauptlinien und Hauptlinien mit grossem Verkehr: Tab. 3.2) bestimmt.

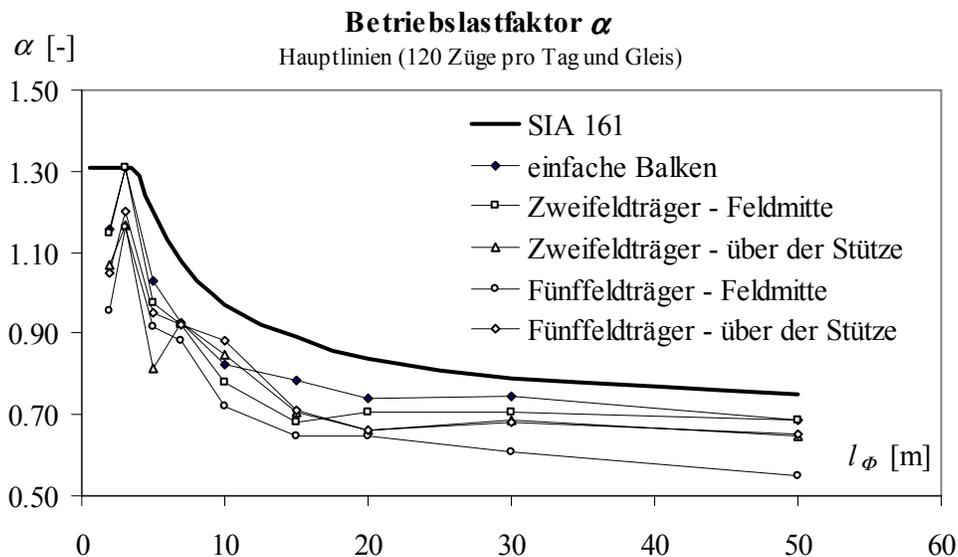


Bild 3.8 – Betriebslastfaktoren ermittelt mit den Typenzügen nach Studie SIA 1987 für verschiedene statische Systeme.

3.4 BETRIEBSLASTFAKTOREN ERMITTELT MIT DEN VERKEHRSMODELLEN DER VERGANGENHEIT

Analog zum Vorgehen für die Herleitung von Betriebslastfaktoren für die Bemessung von neuen Tragwerken, können unter Berücksichtigung der Verkehrsmodelle der Vergangenheit, Betriebslastfaktoren für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit alter Stahlbrücken definiert werden. Der grosse Vorteil bei der Anwendung von Betriebslastfaktoren für den Nachweis der Ermüdungssicherheit, ist das Entfallen einer aufwendigen Schadensakkumulationsrechnung. Die beschränkte Möglichkeit verschiedene Belastungsgeschichten anhand eines einzigen Verkehrsmodells zu berücksichtigen ist dagegen ein Nachteil dieser Methode. Die Anwendung der Betriebslastfaktoren eignet sich daher für die zweite Stufe des Ermüdungsnachweises (s. Abschnitt 4.3). Falls der Nachweis anhand der Betriebslastfaktoren nicht erbracht werden kann, ist eine genauere Untersuchung z.B. durch eine genauere Berechnung der Schadensakkumulation, welche den tatsächlichen Verkehr oder ein möglichst angemessenes Verkehrsmodell berücksichtigt, durchzuführen.

Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Brücken hat die UIC Verkehrsmodelle definiert, welche die Ermüdungseinwirkung infolge der Betriebslasten in der Vergangenheit beschreiben [5]. Die Geometrie der Lokomotiven und der Wagen sind mit den zugehörigen Achslasten im Anhang A1.1 dargestellt. Die Betriebslasten der Vergangenheit werden durch 21 verschiedene Typenzüge erfasst. Diese Typenzüge sind ab 1984 mit dem Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 (Anhang A1.2), welche die Betriebslasten des heutigen und zukünftigen Verkehrs darstellt, ergänzt worden. Die Berücksichtigung des Verkehrsmodells nach der SIA Studie 1987 ermöglicht die Bestimmung von Betriebslastfaktoren, welche konform mit den Betriebslastfaktoren der Bemessungsnorm SIA 161 sind, da sie auf den gleichen Annahmen für den zukünftigen Verkehr beruhen. Eine Berücksichtigung des Verkehrsmodells für die Zukunft nach UIC (Anhang A1.3) hätte zu höheren Betriebslastfaktoren geführt (Bild 3.6), und wäre somit nicht angemessen, da auch für die Bemessung von neuen Brücken das Verkehrsmodell nach der SIA Studie 1987 implizit berücksichtigt wird.

Die Zusammenstellung der verschiedenen Typenzüge ist jeweils für Zeitspannen von 15 Jahren in der Tabelle 3.2 angegeben. Dabei wird festgehalten ob es sich um Güterzüge (GZ) oder Reisezüge (RZ) handelt, welchen Anteil am Güterverkehr bzw. am Reiseverkehr sie einnehmen, sowie der prozentuale Anteil der Überfahrten bezogen auf das heutige Verkehrsaufkommen. Die entsprechende Verteilung der Anzahl der Überfahrten je nach Zeitspanne ist in Bild 3.7 graphisch dargestellt.

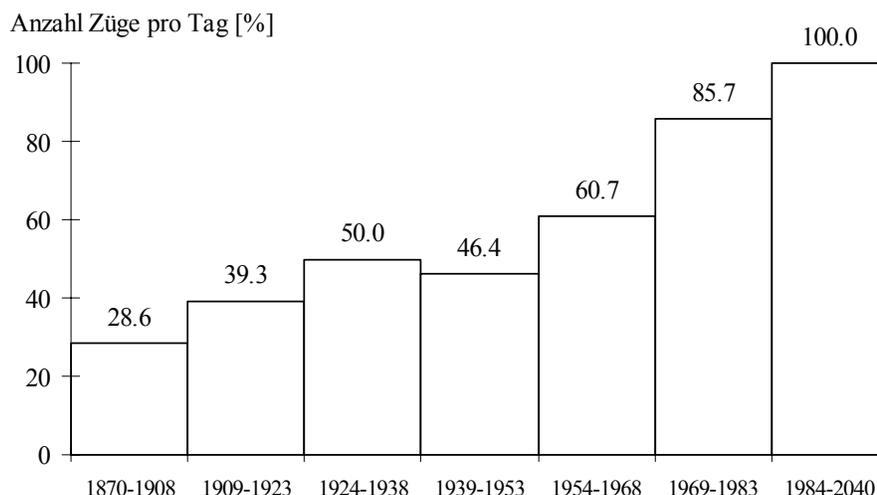


Bild 3.9 – Anzahl Züge pro Tag und Zeitspanne bezogen auf die Anzahl Züge pro Tag zwischen 1984 und 2040 [2,4].

Die auf der Grundlage der Verkehrsmodelle der Vergangenheit ermittelten Betriebslastfaktoren sind mit den drei Verkehrsaufkommen berechnet worden, welche in der Norm SIA 160 je nach Anwendungsbereich definiert sind (Nebenlinien, Hauptlinien und Hauptlinien mit grossem Verkehr: Tab. 3.1). Ähnlich wie bei der Berechnung der Betriebslastfaktoren für die Bemessung von neuen Brücken (s. Abschnitt 3.2), wird für die Restlebensdauer ein konstantes Verkehrsvolumen angenommen. Die Anzahl an Überfahrten in der Vergangenheit ist ausgehend vom heutigen Verkehrsaufkommen mit der Verteilung nach UIC (Bild 3.9) bestimmt worden. Ein Vergleich zwischen der kumulierten Anzahl der auf einigen Neben- und Hauptlinien eingetragenen Zugüberfahrten und der Anzahl der Überfahrten nach UIC ist für die Zeitspanne 1951-1996 im Anhang A3 dargestellt.

Die Betriebslastfaktoren der Vergangenheit sind für Einflusslängen von 2 bis 50 m in Abhängigkeit des Baujahrs und für verschiedene Restnutzungsdauern ermittelt worden. Die numerischen Werte sind im Anhang A2.1 bis A2.3 für die drei verschiedenen Anwendungsbereiche angegeben (Nebenlinien, Hauptlinien und Hauptlinien mit grossem Verkehr).

Die mit den Verkehrsmodellen der Vergangenheit ermittelten Betriebslastfaktoren sind stark von der vorgesehenen Restnutzungsdauer abhängig, während das Herstellungsjahr der Brücke von kleinerer Bedeutung ist. Diese Abhängigkeiten sind in Bild 3.8 verdeutlicht, wo die Betriebslastfaktoren für eine Einflusslänge von 50 m dargestellt sind. Bei gleicher Gesamtnutzungsdauer, ist z.B. der für 2040 ermittelte Betriebslastfaktor einer 1940 hergestellten Brücke viel grösser als der für das Referenzjahr 2000 ermittelte Betriebslastfaktor einer Brücke mit Baujahr 1900. Dieser Unterschied ergibt sich aus dem geringen Einfluss der Verkehrslasten der Vergangenheit auf die Schadensumme. Die für die Vergangenheit angenommenen Verkehrsmodelle sind im Vergleich mit dem Modell für die Zukunft, durch kleinere Achslasten und eine kleinere Anzahl an Überfahrten gekennzeichnet. Für die Ermittlung der Schadensumme hat daher die vorgesehene Restnutzungsdauer der Brücke eine viel grössere Bedeutung als die vorhandene Nutzungsdauer.

Tabelle 3.10 – Zusammenstellung der Verkehrsmodelle der Vergangenheit [2,4]
(RZ: Reisezug; GZ: Güterzug).

Zeitspanne	Typenzug	Zugstyp	Anteil des Typenzuges am GV resp. RV [%]	Anz. Überfahrten bez. auf 2040 [%]
vor 1908	A03	RZ	100	28.6
	A04	GZ	100	
1909 - 1923	A05	RZ	60	39.3
	A06	RZ	40	
	A07	GZ	100	
1924 - 1938	A07	GZ	60	50.0
	A08	RZ	60	
	A09	RZ	40	
	A10	GZ	40	
1939 - 1953	A10	GZ	60	46.4
	A11	RZ	50	
	A12	RZ	50	
	A13	GZ	40	
1954 - 1968	A14	RZ	25	60.7
	A15	RZ	17	
	A16	GZ	40	
	A17	RZ	33	
	A18	RZ	25	
	A20	GZ	60	
1969 - 1983	A14	RZ	28	85.7
	A18	RZ	36	
	A19	RZ	36	
	A20	GZ	40	
	A21	GZ	60	
1984 - 2040	S01	RZ	56	100.0
	S02	RZ	44	
	S03	GZ	37	
	S04	GZ	37	
	S05	GZ	13	
	S06	GZ	13	

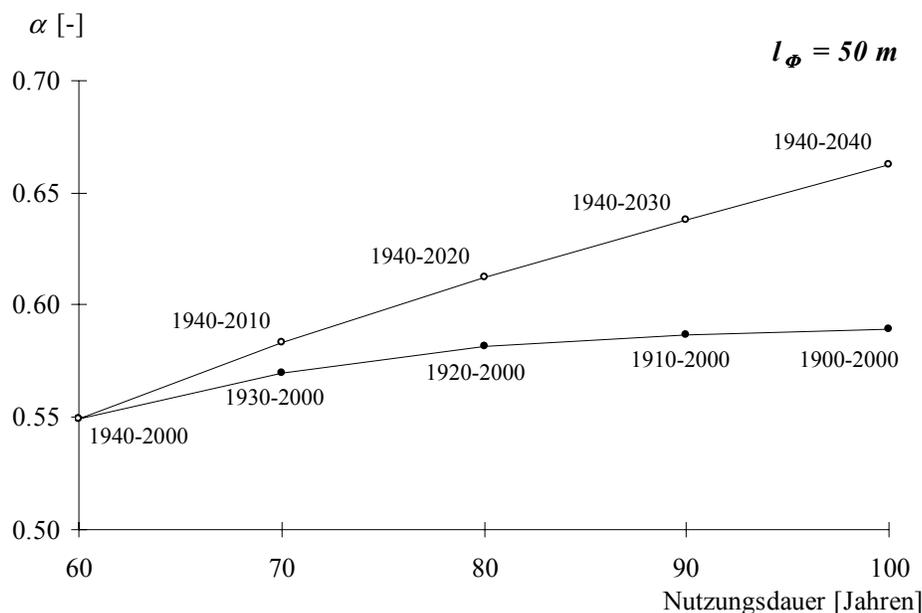


Bild 3.11 – Abhängigkeit des Betriebslastfaktors α vom Baujahr und der Nutzungsdauer der Brücke (Hauptlinien; $l_{\phi} = 50 \text{ m}$).

Die Abhängigkeit des Betriebslastfaktors vom Baujahr hat bei kurzen Einflusslängen eine noch kleinere Bedeutung. Dies resultiert aus dem zunehmenden Einfluss der einzelnen Achslasten. Da die Typenzüge nach der SIA Studie 1987, welche den heutigen und zukünftigen Verkehr darstellen, grössere Achslasten als die Typenzüge der Vergangenheit aufweisen, ist auch deren Einfluss auf die Schadensumme viel grösser. Für eine Einflusslänge von 2 m, bleibt z.B. der für eine Nutzungsdauer bis zum Jahr 2000 ermittelte Betriebslastfaktor praktisch konstant, unabhängig vom Baujahr der Brücke (s. Bild 3.12).

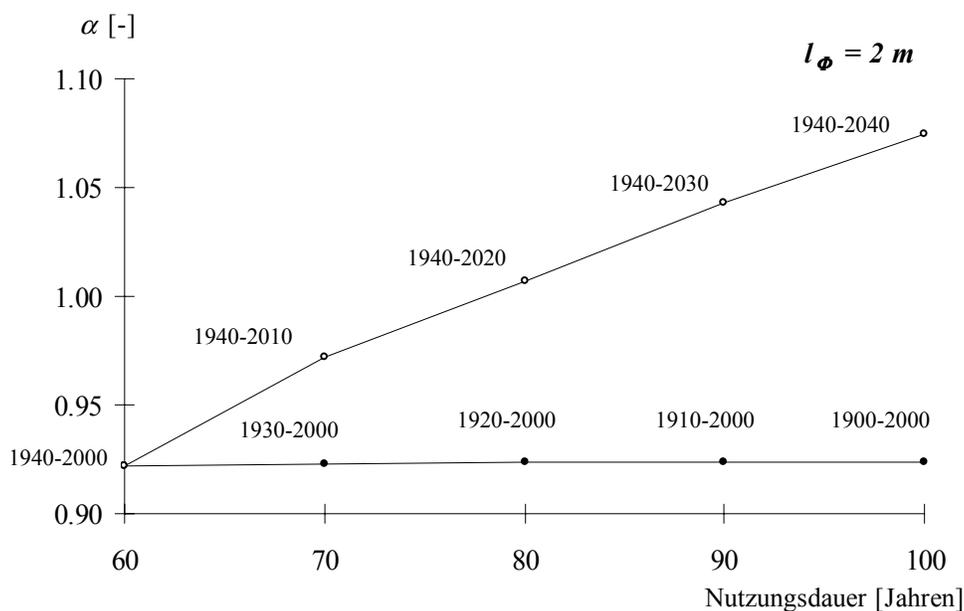


Bild 3.12 – Abhängigkeit des Betriebslastfaktors α vom Baujahr und der Nutzungsdauer der Brücke (Hauptlinien; $l_{\phi} = 2 \text{ m}$).

Der Einfluss der Typenzügen in den verschiedenen Zeitspannen (Tabelle 3.2) ist in Bild 3.10 dargestellt. In diesem Diagramm sind die für eine fixe Restnutzungsdauer (Referenzjahr 2040) ermittelten Betriebslastfaktoren in Abhängigkeit des Baujahres aufgezeichnet. Die Werte sind auf den für das Baujahr 1870 berechneten Betriebslastfaktor bezogen.

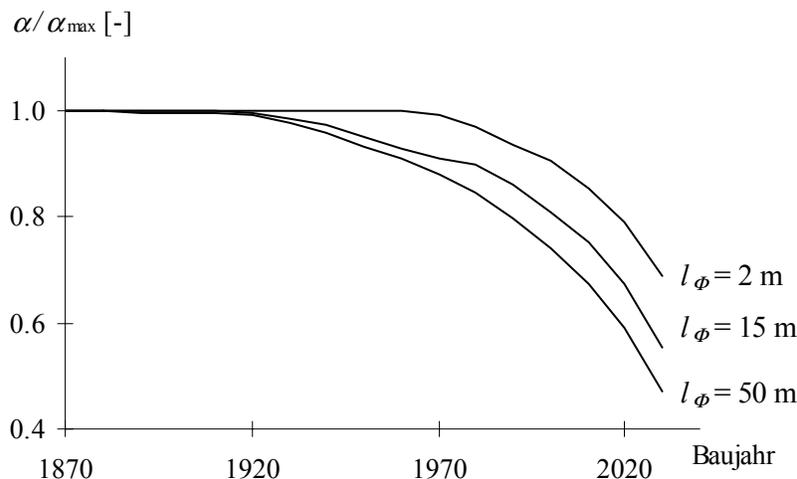


Bild 3.13 – Für das Referenzjahr 2040 ermittelte Betriebsfestigkeitsfaktoren α in Abhängigkeit des Baujahres und der Einflusslänge (Betriebslastfaktoren bezogen auf den Maximalwert $\alpha_{\max} = \alpha_{1870-2040}$).

Für eine Einflusslänge von 50 m, bewirken die Verkehrslasten von 1870 bis 1920 praktisch keine Zunahme des Betriebslastfaktors. Dies bedeutet, dass die Verkehrsbelastung und das Verkehrsaufkommen vor 1920, verglichen mit den späteren Belastungen, praktisch keine Zunahme der Schadensumme bewirken. Beim Einsetzen des Verkehrsmodells der Vergangenheit nach UIC (Tabelle 3.2), sind für kürzere Einflusslängen, wie z.B. $l_\phi = 2$ m, für die Ermittlung des kumulierten Schadens nur die Verkehrsbelastungen ab 1970 massgebend.

4. NACHWEIS DER ERMÜDUNGSSICHERHEIT ALTER STAHLBRÜCKEN

4.1 STUFENWEISES VORGEHEN ZUM ERMÜDUNGSNACHWEIS

Der Hauptvorteil eines stufenweisen Vorgehens liegt in der Möglichkeit, die Annahmen mit dem Fortschreiten der Beurteilung zu verfeinern. Das stufenweise Vorgehen ermöglicht zugleich eine rasche und zuverlässige Beurteilung der Ermüdungssicherheit. Das Prinzip der Beurteilung ist in Bild 4.1 schematisch dargestellt.

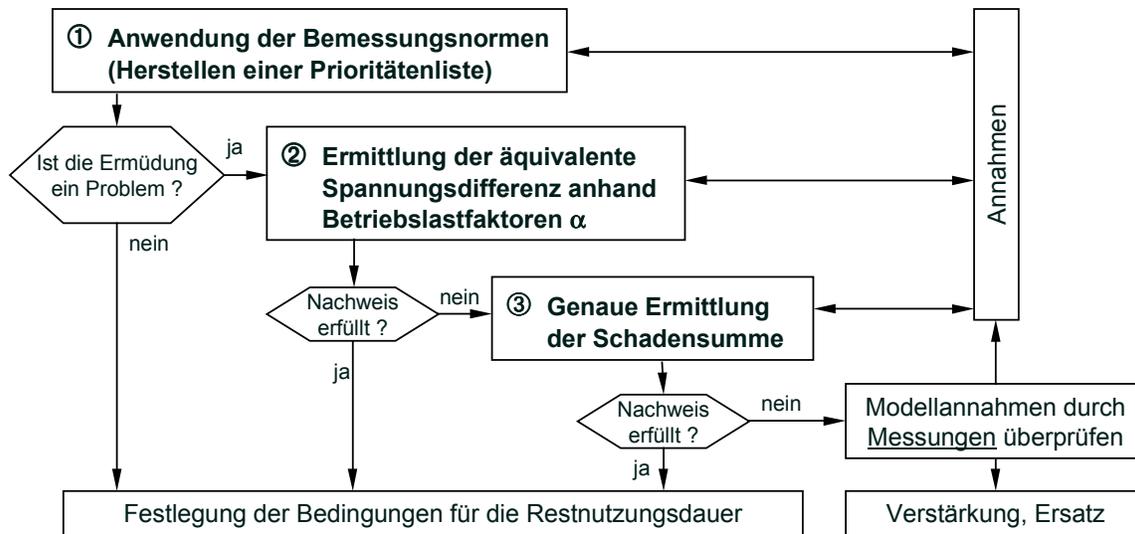


Bild 4.1 –Stufenweises Vorgehen zum Ermüdungsnachweis.

Das Ziel der ersten Beurteilungsstufe ist das Erkennen der ermüdungskritischen Konstruktionsdetails und das Herstellen einer Prioritätenliste. In der zweiten Beurteilungsstufe können, als Hilfsmittel zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit und Bestimmung der Restnutzungsdauer, die mit den Verkehrsmodellen der Vergangenheit ermittelten Betriebslastfaktoren eingesetzt werden (s. Anhang A2). Der Vorteil beim Nachweis mit den Betriebslastfaktoren ist das Entfallen einer aufwendigen Schadensakkumulationsrechnung. Dieser Nachweis ist jedoch nur gültig, wenn die Annahmen über die Verkehrsmodelle der Vergangenheit (s. Abschnitt 3.4) den tatsächlich aufgetragenen Betriebslasten entsprechen.

Falls die Resultate der ersten zwei Beurteilungsstufen eine genauere Untersuchung erfordern, ist die genaue Schadensumme, welche den tatsächlichen Verkehr oder ein möglichst angemessenes Verkehrsmodell berücksichtigt, mit der Methode nach [2] zu ermitteln.

Bei jeder Beurteilungsetappe können die Annahmen bezüglich Tragwerksverhalten und Grösse der aufgetragenen Betriebslasten verfeinert werden. Eine Verbesserung der Annahmen ist insbesondere durch die sorgfältige Ermittlung der Spannungsdifferenz infolge Ermüdungslast möglich. Die bei der Rechnung angenommenen statischen Modelle können wirksam durch Messungen überprüft werden. Als Resultat interessieren vorwiegend die Einflusslinien der als kritisch erachteten Konstruktionsdetails.

4.2 STUFE 1 : ERSTELLUNG EINER PRIORITÄTENLISTE

Im Hinblick auf die weitergehende Beurteilung der Ermüdungssicherheit ist es zweckmässig eine Prioritätenliste zu erstellen, mit der erkannt wird, welche Konstruktionsdetails in erster oder zweiter Priorität hinsichtlich der Ermüdungssicherheit zu beurteilen sind. Insbesondere sollte auch eindeutig abgegrenzt werden können, welche Konstruktionsdetails nicht ermüdungsgefährdet sind.

Über die Berechnung der Ausnutzungsziffer ν können verschiedene Konstruktionsdetails miteinander verglichen werden und Prioritäten für eine Beurteilung der Ermüdungssicherheit festgelegt werden. Die Ausnutzungsziffer ν ist das Verhältnis zwischen Widerstand (nominelle Ermüdungsfestigkeit) und Beanspruchung (äquivalente Spannungsdifferenz). Das Konstruktionsdetail mit der kleinsten Ausnutzungsziffer hat im Hinblick auf die Beurteilung der Ermüdungssicherheit die Höchste Priorität.

$$\nu = \frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{fat}}{\Delta\sigma_e} \quad (4.1)$$

$\Delta\sigma_c$: nominelle Ermüdungsfestigkeit des Konstruktionsdetails

γ_{fat} : Widerstandsbeiwert für den Nachweis der Ermüdungssicherheit (nach Norm SIA 161 $\gamma_{fat} = 1.1$)

$\Delta\sigma_e$: äquivalente Spannungsdifferenz bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel

Die äquivalente Spannungsdifferenz kann in einer ersten Etappe mit dem Betriebslastfaktor nach Norm SIA 161 ermittelt werden (Bild 3.4).

$$\Delta\sigma_e = \alpha \Delta\sigma(\Phi Q_{fat}) \quad (4.2)$$

α : Betriebslastfaktor nach Norm SIA 161 für Normalspur

$\Delta\sigma(\Phi Q_{fat})$: Spannungsdifferenz infolge der mit dem dynamischen Beiwert multiplizierten Ermüdungslast

Der Betriebslastfaktor muss so gewählt werden, dass die Anzahl an Überfahrten während 100 Jahren nach Norm (s. Tabelle 3.1) grösser ist als die Anzahl an Überfahrten auf der untersuchten Brücke.

Falls die Ausnutzungsziffer grösser als eins ist, kann davon ausgegangen werden, dass die vorhandene Ermüdungssicherheit für eine Lebensdauer von 100 Jahren grösser ist als nach Norm SIA 161 gefordert wird. Ist die Ausnutzungsziffer kleiner als eins, ist eine genauere Untersuchung der Ermüdungssicherheit zu empfehlen (Stufe 2).

In vielen Fällen ist mit dem Betriebslastfaktor nach Norm die in der Rechnung berücksichtigte Anzahl an Zugüberfahrten grösser als die wirkliche Anzahl an Überfahrten. Mit dem Korrekturfaktor α_N gemäss [2], kann dieser Nachteil ausgeglichen und die wirkliche Anzahl Überfahrten berücksichtigt werden.

$$\Delta\sigma_e = \alpha_N \alpha \Delta\sigma(\Phi Q_{fat}) \quad (4.3)$$

α_N : Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Anzahl an Überfahrten

Als Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Anzahl an Überfahrten steht folgender Ausdruck:

$$\alpha_N = \left(\frac{N}{4.3 \cdot 10^6} \right)^\xi \quad (4.4)$$

wobei $\xi = 0.002 l_\phi + 0.19 \leq 0.33$

N : Anzahl Überfahrten bis zum betrachteten Zeitpunkt

l_ϕ : Einflusslänge

Falls infolge der Eigenlasten des Tragwerks, der ständigen Einwirkung und der Ermüdungslast nur Druckspannungen auftreten, darf gemäss Norm SIA 161 Art. 3.44.7 der Widerstandsbeiwert zu $\gamma_{fat} = 1.0$ angenommen werden.

4.3 STUFE 2 : BETRIEBSLASTFAKTOREN DER VERGANGENHEIT

Die Betriebslastfaktoren nach Norm SIA 161 wurden auf der Grundlage des Verkehrsmodells nach der SIA Studie 1987, welches die heutigen Verkehrslasten und Verkehrsaufkommen darstellt, für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren ermittelt (s. Abschnitt 3.2). Diese Betriebslastfaktoren sind für den Nachweis der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken nicht geeignet, da sie die Verkehrslasten der Vergangenheit überschätzen.

Falls keine genauere Angaben gemacht werden, können zur Charakterisierung der Verkehrslasten der Vergangenheit, die von der UIC vorgeschlagenen Typenzüge benutzt werden (Anhang A1.1). Die Betriebslastfaktoren der Vergangenheit sind mit diesen Typenzügen und dem im Abschnitt 3.4 beschriebenen Verkehrsmodell ermittelt worden. Sie sind im Anhang A2.1 abhängig vom Herstellungsjahr der Brücke, von der vorgesehenen Restnutzungsdauer, von der Einflusslänge und vom heutigen Verkehrsaufkommen angegeben. Mit diesen Betriebslastfaktoren können die effektive Nutzungsdauer der Brücke und die in der Vergangenheit aufgetragenen Verkehrslasten genauer berücksichtigt werden.

Die für das Jahr 2000 berechneten Betriebslastfaktoren einer 1900 hergestellten Brücke, sind je nach Einflusslänge beispielsweise 30% bis 17% kleiner als die Betriebslastfaktoren nach Norm SIA 161, welche für die gleiche Nutzungsdauer von 100 Jahren ermittelt worden sind.

Da die Betriebslastfaktoren der Vergangenheit auch in Abhängigkeit der vorgesehenen Nutzungsdauer angegeben sind, können sie auch zur Schätzung der Restnutzungsdauer verwendet werden.

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit eines ermüdungsgefährdeten Konstruktionsdetails kann anhand der Betriebslastfaktoren der Vergangenheit wie folgt durchgeführt werden:

$$\Delta\sigma_e = \alpha_{\text{Baujahr-Endnutzung}} \Delta\sigma(\Phi Q_{fat}) \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fat}} \quad (4.5)$$

Als Beispiel, kann die Ermüdungssicherheit eines Konstruktionsdetails von einer 1913 erbauten Brücke mit einer Spannungsdifferenz infolge einer Ermüdungslast von 86 MPa, einer Einflusslänge $l_\phi = 20$ m, einer nominellen Ermüdungsfestigkeit von 71 MPa und einem Verkehrsaufkommen kleiner als 120 Züge pro Tag und Gleis wie folgt nachgewiesen werden:

Betriebslastfaktor für Hauptlinien und $l_\phi = 20$ m ermittelt für das Jahr 2000 (Anhang A2.2):

$$\alpha_{1913-2000} = 0.66$$

$$\Delta\sigma_e = \alpha_{1913-2000} \Delta\sigma(\Phi Q_{fat}) = 0.66 \cdot 86 = 56.76 \text{ MPa} < \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fat}} = \frac{71}{1.1} = 64.55 \text{ MPa}$$

Die Ermüdungssicherheit für den aktuellen Zustand der Brücke ist damit erwiesen.

Ausgehend von der nominellen Ermüdungsfestigkeit und der Spannungsdifferenz infolge Ermüdungslast, kann, beim Zurückrechnen des Betriebslastfaktors aus Gleichung (4.5), die Restnutzungsdauer wie folgt abgeschätzt werden:

$$\alpha = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fat}} \frac{1}{\Delta\sigma(\Phi Q_{fat})} = \frac{71}{1.1} \frac{1}{86} = 0.75 \quad \Rightarrow \quad 0.75 = \alpha_{1913-2035}$$

Dies bedeutet, dass die Brücke eine bis zum Jahr 2035 ausreichende Ermüdungssicherheit und eine Restnutzungsdauer von 35 Jahren aufweist.

Falls der Nachweis der Ermüdungssicherheit mit den Betriebslastfaktoren der Vergangenheit nicht erbracht werden kann, oder falls die effektiven Verkehrsbelastungen nicht mit den Annahmen des Verkehrsmodells der Vergangenheit übereinstimmen (Abschnitt 3.4), ist eine genauere Ermittlung der Ermüdungssicherheit nach Stufe 3 zu empfehlen.

4.4 STUFE 3 : GENAUE ERMITTLUNG DER SCHADENSUMME

Falls der Nachweis anhand der Betriebslastfaktoren nicht erbracht werden kann, oder falls die effektiven Verkehrsbelastungen nicht den Annahmen des vordefinierten Verkehrsmodells nach Abschnitt 3.5 entsprechen, dann muss der Nachweis der Ermüdungssicherheit durch eine genaue Schadensakkumulationsrechnung, welche den tatsächlichen Verkehr oder ein möglichst angemessenes Verkehrsmodell berücksichtigt, erbracht werden.

Der kumulative Schaden kann mit der sogenannten *Miner*-Regel ermittelt werden, d.h., die Schadenszunahme d_i infolge einer aufgetragenen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_i$ ist die Inverse der Anzahl an Spannungswechsel, die bei konstanter Amplitude aufgebracht werden kann. Das rechnerische Versagen des Konstruktionsdetails wird bei der Schadensumme $D = 1.0$ erreicht.

$$D = \sum d_i = \sum \frac{1}{N_i} = 1.0 \quad (4.6)$$

Die Anzahl Spannungswechsel N_i , die bei der aufgetragenen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_i$ zum Versagen führt, wird im Bereich der Zeitfestigkeit der konstanten Neigung m wie folgt beschrieben, falls ein Bezugspunkt auf dieser Geraden bekannt ist:

$$N_i = \frac{\Delta\sigma_k^m}{\Delta\sigma_i^m} N_K \quad (4.7)$$

In der Regel wird als Bezugsgrösse ($\Delta\sigma_K, N_K$) zweckmässigerweise die nominelle Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bei $N_c = 2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel verwendet.

Die Schadenszunahme d_i ergibt sich mit Gl. (4.6) wie folgt:

$$d_i = \frac{1}{N_i} = \frac{\Delta\sigma_i^m}{\Delta\sigma_K^m} \frac{1}{N_K} \quad (4.8)$$

Die lineare Schadensakkumulationsrechnung hat sich für Spannungsdifferenzen im Bereich der Zeitfestigkeit bestens bewährt. Sobald jedoch eine Vielzahl der Spannungsdifferenzen unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ für konstante Schwingbeanspruchung liegt, sind die heute üblicherweise für die Bemessung verwendeten Ermüdungsfestigkeitskurven in der Regel konservativ. Für die Beurteilung bestehender Tragwerke, kann durch die genauere Berücksichtigung der Spannungsdifferenzen unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, eine wirklichkeitsnähere Abschätzung der Restnutzungsdauer erreicht werden.

In den Ermüdungsfestigkeitskurven kann ein Übergangsbereich zwischen der Zeitfestigkeitsgeraden und der Schadenfestigkeit $\Delta\sigma_{th}$ gefunden werden (s. Bild 4.1). Dabei hat sich gezeigt, dass der Abfall der Schadenfestigkeit mit zunehmenden Schaden D entsprechend Gl. (4.9) ausgedrückt werden kann.

$$\Delta\sigma_{th} = \Delta\sigma_D (1 - D)^\xi \quad (4.9)$$

Die Schadenszunahme in Abhängigkeit von der aufgetragenen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_i$ und des vorhandenen Schadens D kann nun nach [2] mit folgender Gleichung formuliert werden:

$$d_i = \frac{\Delta\sigma_i^m - \Delta\sigma_D^m (1-D)^m}{\Delta\sigma_K^m - \Delta\sigma_D^m (1-D)^m} \frac{1}{N_K} \quad (4.10)$$

- d_i : Schaden eines Spannungswechsel $\Delta\sigma_i$
 $\Delta\sigma_i$: aufgetragene Spannungsdifferenz
 $\Delta\sigma_K$: Bezugsspannung
 N_K : Anzahl Spannungswechsel bei der Bezugsspannung $\Delta\sigma_K$
 m : Neigung der Betriebsfestigkeitskurve

Für Spannungsdifferenzen grösser als $\Delta\sigma_K$ muss die Schadenszunahme mit Gl. (4.8) ermittelt werden.

Bei der Schadensakkumulationrechnung nach Gleichung (4.10) beeinflusst die Reihenfolge der Grösse der aufgetragenen Spannungsdifferenzen die weitere Schadenszunahme. Aus diesem Grund, muss bei der Ermittlung der Restnutzungsdauer die Entwicklung der Achslasten und somit die Zunahme der Grösse der Spannungsdifferenzen seit der Inbetriebnahme des Tragwerks berücksichtigt werden.

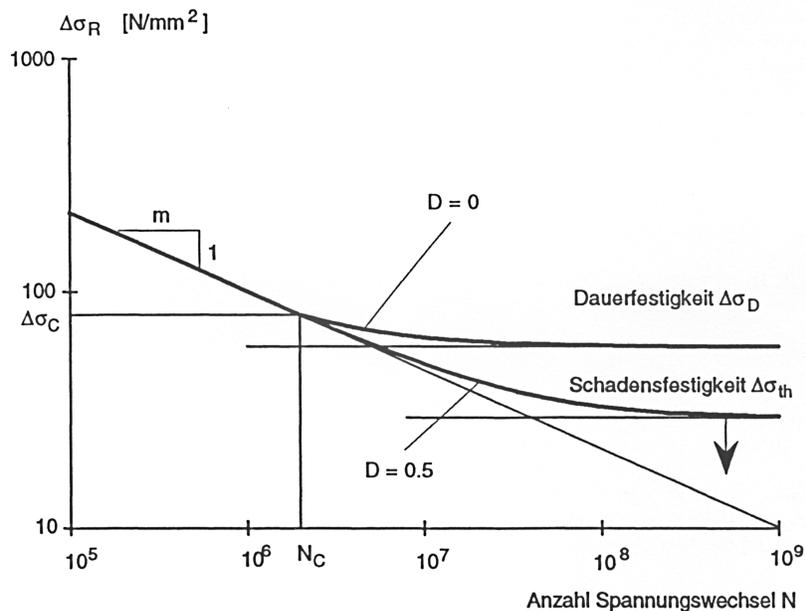


Bild 4.2 – Abfall der Schadensfestigkeit in Funktion des Vorhandenen Schadens [2]

Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass durch eine genauere Berücksichtigung der Spannungsdifferenzen unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ bei der Ermittlung der Schadenssumme mit Gl. (4.10), die gleiche Restnutzungsdauer erhalten wird wie mit der Berechnung anhand der Modelle der Bruchmechanik. Mit der Schadensakkumulationsrechnung können insbesondere die Vorteile der Betriebsfestigkeitskurven in Bezug auf die Zuordnung zu Kerbgruppen beibehalten werden. Bei der Ermittlung der Restnutzungsdauer mit den Modellen der Bruchmechanik können z.B. Einflüsse wie die Vorspannung in den Nieten oder die Kraftübertragung infolge der Reibung zwischen angerissenen Bauteile nur durch grobe Annahmen berücksichtigt werden. Im Gegenteil, sind bei der Zuordnung zu Kerbgruppen diese Einflüsse implizit berücksichtigt, da die Betriebsfestigkeitskurven direkt aus den Resultaten von Ermüdungsversuchen erfolgen.

Als Beispiel ist in Bild 4.3 die Schadenzunahme für ein genietetes Detail einer Brücke mit Baujahr 1913 dargestellt. Das angenommene Verkehrsmodell und die aufgetragenen Spannungsdifferenzen sind je nach Zeitspanne in Tabelle 4.4 angegeben. Die Spannungsdifferenzen wurden unter Berücksichtigung des dynamischen Beiwertes nach UIC Ψ (Gl. 3.3) bestimmt. Für die Ermittlung der Schadensumme wurde eine nominelle Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ von 71 MPa und eine Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ von 52 MPa angenommen. In Bild 4.3 wird die Schadensumme unter Berücksichtigung einer abnehmenden Schadensfestigkeit nach Gl. (4.10) ermittelt (durchgezogene Linie). Zum Vergleich wird ebenfalls die Schadensumme nach der linearen Schadensakkumulationsrechnung nach Gl. (4.7) angegeben (gestrichelte Linie). Mit der linearen Schadensakkumulationsrechnung wird die kritische Schadenstoleranz bereits im Jahr 1984 überschritten, während unter Berücksichtigung der abnehmenden Schadensfestigkeit die Schadensumme den Wert $D = 1.0$ erst im Jahr 2007 erreicht. Dies bedeutet, dass ab Jahr 2000 das betrachtete Konstruktionsdetail noch eine Restnutzungsdauer von 7 Jahren aufweist.

Unter Berücksichtigung der abnehmenden Schadensfestigkeit nach Gl. (4.10), beträgt die für das Jahr 1983 ermittelte Schadensumme $D_{1983} = 0.16$. Die Schadenzunahme infolge einer zu diesem Zeitpunkt aufgetragenen Spannungsdifferenz von $\Delta\sigma_i = 62.64$ MPa, ist nach Gl. (4.10) wie folgt zu ermitteln:

$$d_i = \frac{\Delta\sigma_i^m - \Delta\sigma_D^m (1-D)^m}{\Delta\sigma_K^m - \Delta\sigma_D^m (1-D)^m} \frac{1}{N_K} = \frac{62.64^3 - 52^3 (1-0.16)^3}{71^3 - 52^3 (1-0.16)^3} \frac{1}{2 \cdot 10^6} = 2.96 \cdot 10^{-7}$$

Da die Schadensakkumulationsrechnung aufgrund der 95-perzentilwerte der Ermüdungsfestigkeitskurven erfolgt, kann die Ermittlung der Restnutzungsdauer ohne Berücksichtigung eines besonderen Widerstandbeiwertes erfolgen.

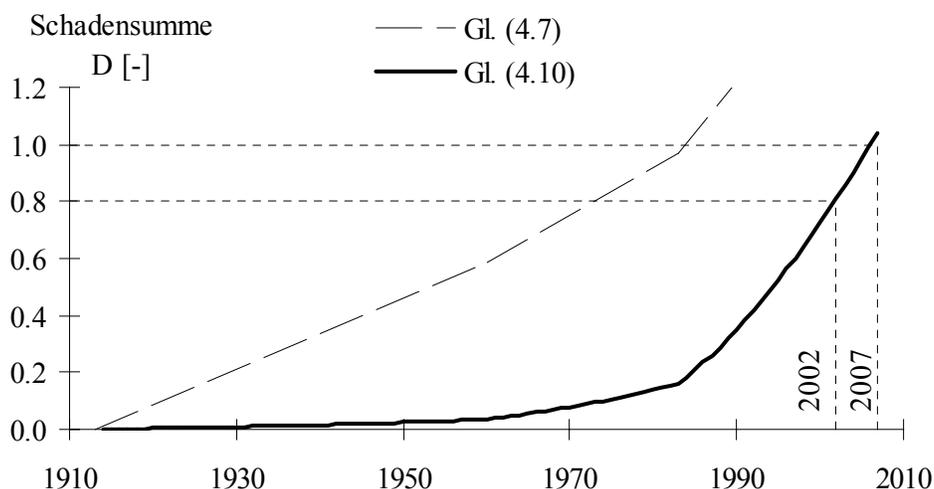


Bild 4.3 – Schadenzunahme

Tabelle 4.4 – Verkehrsmodell und Spannungskollektiv

Zeitspanne	Typenzug	Zugtyp	Anteil des Typenzuges am GV resp. RV	Anzahl Überfahrten pro Tag und Gleis	Spannungsdifferenzen infolge einer Zugüberfahrt		
					N	$\Delta\sigma(\Psi/Q)$ [MPa]	
1913-1960	A10	GZ	60 %	60	1	11.31	
					3	12.61	
					1	13.48	
					2	13.92	
					1	14.79	
					1	15.22	
					2	15.66	
					1	16.96	
					1	23.49	
					2	24.79	
					3	26.10	
					2	27.84	
					2	28.27	
					3	30.01	
					4	31.32	
	7	33.93					
	6	34.80					
	1	39.15					
	1	53.94					
	A12	RZ	40 %			1	22.62
14						30.01	
1						51.76	
1961-1983	A20	GZ	75 %	60	1	10.44	
					1	22.18	
					9	23.05	
					1	24.36	
					1	54.37	
	A15	RZ	25 %			4	15.66
						10	16.96
						1	17.83
						2	19.57
						1	20.01
						2	21.31
						2	33.49
						1	35.67
						16	36.10
						12	38.71
						7	42.63
						2	46.98
2	56.11						
1984-2040	S01	RZ	50 %	60	12	20.01	
					12	40.02	
	S04	GZ	50 %			4	11.31
						6	16.53
						20	16.96
						18	27.22
						2	58.72
						6	62.64

4.5 INSPEKTIONSINTERVALLE

Bei bestehenden Brücken können durch regelmässige Inspektionen, Abweichungen zwischen den Berechnungsannahmen und dem wirklichen Tragwerksverhalten erkannt und die rechnerische Abschätzung der Restnutzungsdauer verbessert werden.

Es ist in der Regel sehr schwierig, Ermüdungsrisse auf Brücken frühzeitig zu erkennen. Die entsprechend der ersten Beurteilungsstufe (Abschnitt 4.2) als ermüdungskritisch identifizierten Details müssen mit besonderer Sorgfalt untersucht werden. Selbst unter Laborbedingungen ist es in der Regel sehr schwierig, Ermüdungsrisse festzustellen, wenn der rechnerische Schaden geringer als 0.8 ist. Aus diesem Grund können zwei Fälle unterschieden werden:

- $D < 0.8$

Solange der theoretische Schaden kleiner als 0.8 ist, sind die Inspektionsintervalle nicht durch ermüdungsbedingte Kriterien festzulegen. Die SBB empfehlen regelmässige Inspektionen im Abstand von fünf Jahren.

- $D \geq 0.8$

Die meisten Risse können festgelegt werden, bevor der rechnerische Schaden 0.84 erreicht hat. Dies ergab die Nachrechnung von Inspektionen an der Lehigh University. Im Zeitintervall, in dem der Schaden von 0.8 auf 1.0 anwächst, ist eine reelle Möglichkeit vorhanden, Ermüdungsrisse zu finden. Das Inspektionsintervall sollte so festgelegt werden, dass ein Konstruktionsdetail in diesem Zeitintervall mindestens zweimal inspiziert wird. Damit wird auch berücksichtigt, dass ein Riss einmal übersehen werden könnte. Es wird aus diesem Grund empfohlen, das Inspektionsintervall mit folgender Gleichung zu ermitteln:

$$N_{insp} = \frac{N(D=1.0) - N(D=0.8)}{2.5} \quad (4.11)$$

Für das Beispiel im Abschnitt 4.4 (s. Bild 4.2) erreicht der Schaden einen Wert von 0.8 bzw. 1.0 im Jahr 2002 bzw. 2007. Das Inspektionsintervall kann daher wie folgt bestimmt werden:

$$I_{insp} = \frac{2007 - 2002}{2.5} = 2 \text{ Jahren}$$

Um die Ermüdungssicherheit des betrachteten Konstruktionsdetails zu gewährleisten, sind ab Jahr 2002, nachdem der rechnerische Schaden den Wert von 0.8 überschritten hat, visuelle Inspektionen und zerstörungsfreie Prüfungen mindestens alle zwei Jahren durchzuführen.

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND ZUSAMMENFASSUNG

- Für die Beurteilung von bestehenden genieteten Eisenbahnbrücken der SBB ist die Weisung W Bau GD 27/92 verbindlich. In dieser Richtlinie werden für den Nachweis der Ermüdungssicherheit Betriebslastfaktoren vorgeschlagen, welche unter Verwendung einer Betriebsfestigkeitskurve mit konstanter Neigung und den SBB-Typenzügen ermittelt worden sind. Diese zwei Annahmen führen in der Regel zu konservativen Resultaten, da vor allem die SBB-Typenzüge sich zur Charakterisierung der heutigen Betriebslasten aber nicht zur Typisierung der Verkehrslasten der Vergangenheit eignen.
- Die Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl erfolgt am besten durch ein stufenweises Vorgehen:
 - 1) In einer erste Stufe wird eine Prioritätenliste erstellt, mit der erkannt wird, welche Konstruktionsdetails in erster oder zweiter Priorität hinsichtlich der Ermüdungssicherheit zu beurteilen sind. Zu diesem Zweck, können in dieser ersten Etappe die Bemessungsnorm SIA 161 angewendet werden.
 - 2) Die Restnutzungsdauer der ermüdungsgefährdeten Konstruktionsdetails kann in einer zweite Stufe mit den Betriebsfestigkeitsfaktoren abgeschätzt werden. Die Betriebslastfaktoren wurden mit den Verkehrsmodellen der Vergangenheit nach UIC festgelegt und sind in Abhängigkeit der Einflusslänge, des aktuellen Verkehrsaufkommen, des Baujahres und der vorgesehenen Nutzungsdauer der Brücke angegeben (Anhang A2).
 - 3) Falls die aufgebrachten Betriebslasten nicht den Annahmen der Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC entsprechen, oder falls der Nachweis mit den Betriebslastfaktoren nicht erbracht werden kann, muss der Nachweis der Ermüdungssicherheit durch eine genauere Ermittlung der Restnutzungsdauer und beim Berücksichtigen eines möglichst angemessenen Verkehrsmodells erbracht werden. Die Schadensakkumulationsrechnung ist in diesem Fall mit der Methode nach [2] durchzuführen.

Um die Ermüdungssicherheit zu gewährleisten, sind für die Restnutzungsdauer der Brücke Inspektionsintervalle festzulegen. Die Dauer der Inspektionsintervalle ist bei ermüdungsgefährdeten Konstruktionsdetails von der Schadensumme abhängig.

- Schadensakkumulationsrechnungen, die unter Berücksichtigen der Betriebslasten und der Anzahl an Zugüberfahrten nach dem Verkehrsmodell der Vergangenheit gemäss UIC durchgeführt wurden, zeigen dass die Restnutzungsdauer vor allem von der Grösse der heutigen und zukünftigen Betriebslasten abhängig ist. Für eine Einflusslänge von 2 bzw. 50 m sind z.B. die vor 1970 bzw. 1920 aufgebrachten Betriebslasten selten von Bedeutung. Dies zeigt, wenn die Verkehrsentwicklung den Annahmen der Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC entspricht, ist für die Ermittlung der Restlebensdauer eine sehr genaue Beschreibung der in der Vergangenheit aufgebrachten Betriebslasten kaum von Bedeutung. Im Gegenteil, kann die zukünftige Verkehrsentwicklung massgebend sein.

VERDANKUNG

Diese Arbeit wurde von den Schweizerischen Bundesbahnen AG finanziell unterstützt. Wir danken insbesondere Herrn Dr. h.c. Marcel Tschumi, Anlagen-Management SBB, für die Förderung der DB-SBB Arbeitsgruppe „*alte Stahlbrücken*“, seine Bemerkungen und wertvollen Anregungen.

Zugleich geht unser Dank an die Kollegen am Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, am BAM Berlin, der DB Netz AG und der GMG Ingenieurpartnerschaft Dresden für die interessanten Beiträge und den fördernden Meinungsaustausch innerhalb der Arbeitsgruppe.

ANHANG

A1 VERKEHRSMODELLE

A1.1 Typenzüge für die Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC

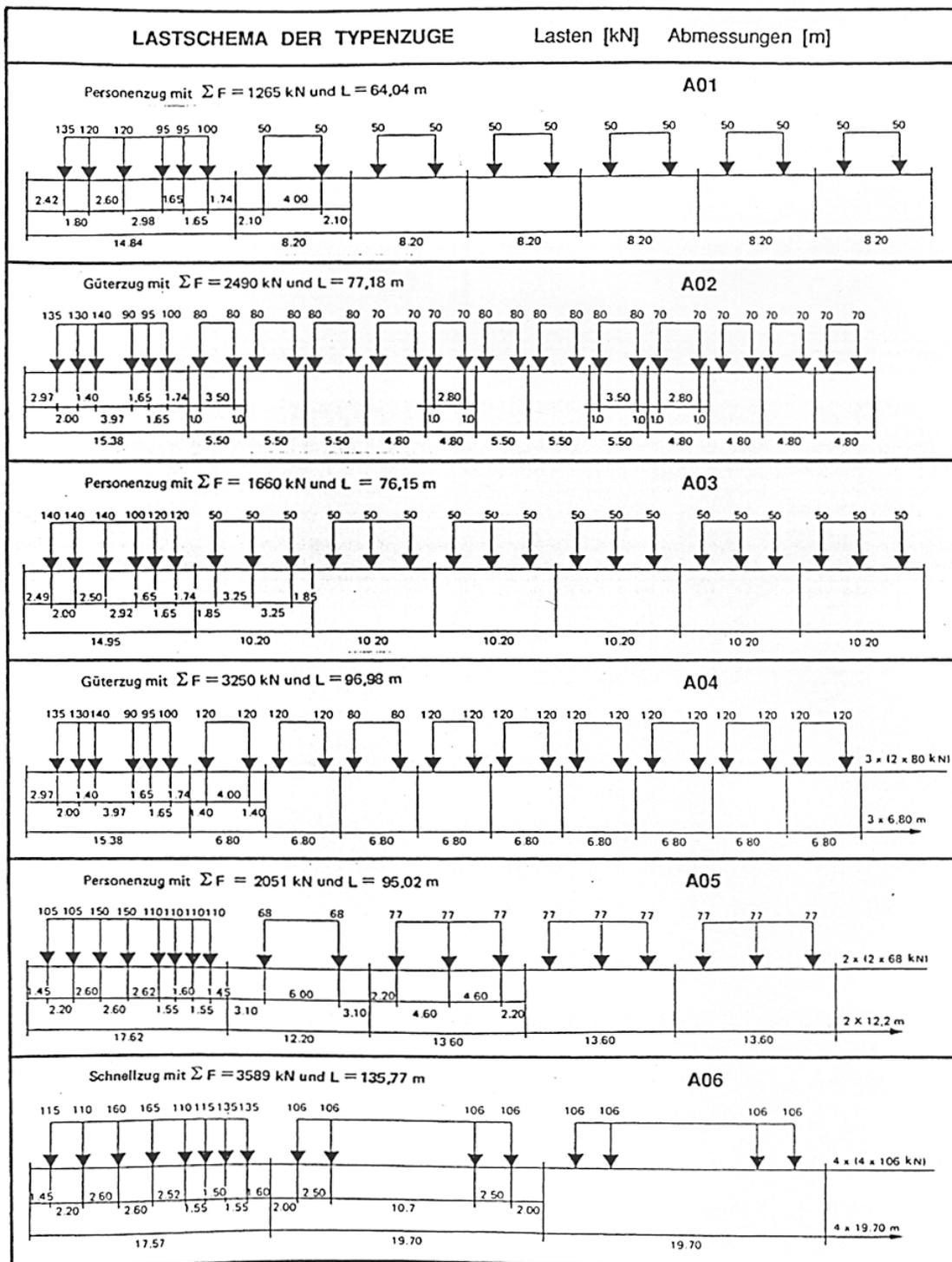


Bild A1 – Typenzüge für die Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC [2,4]

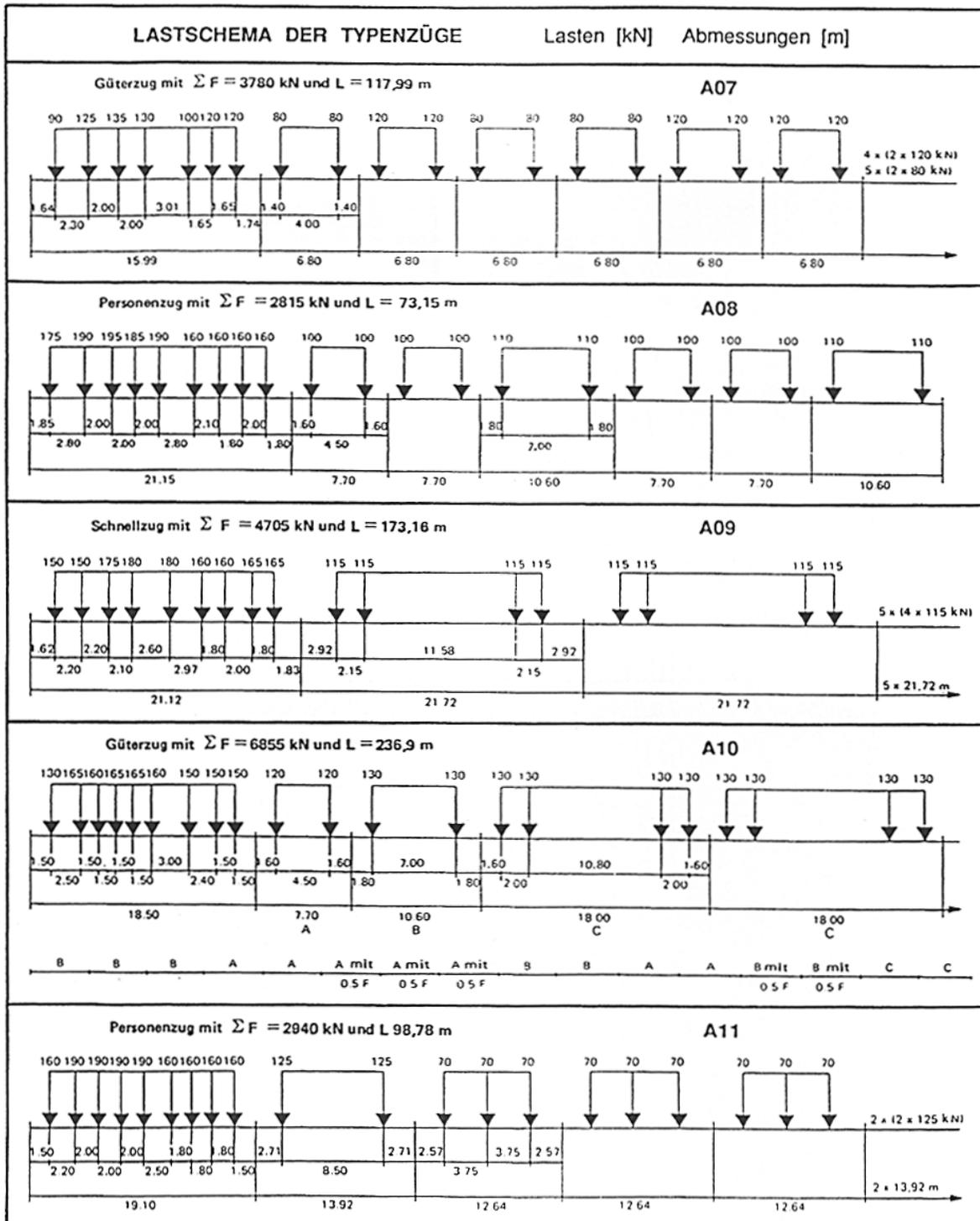


Bild A2 – Typenzüge für die Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC [2,4] (Fortsetzung)

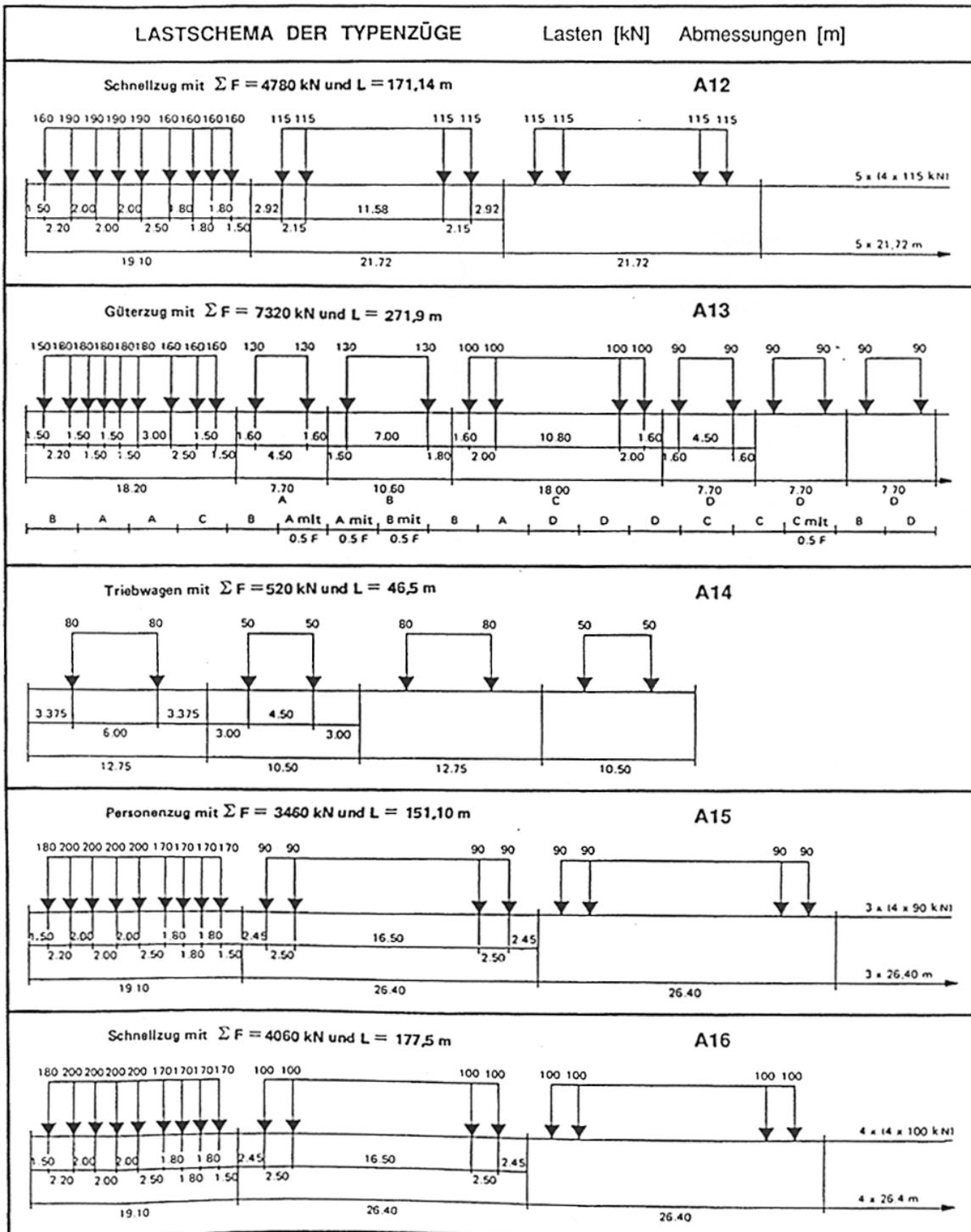


Bild A3 – Typenzüge für die Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC [2,4] (Fortsetzung)

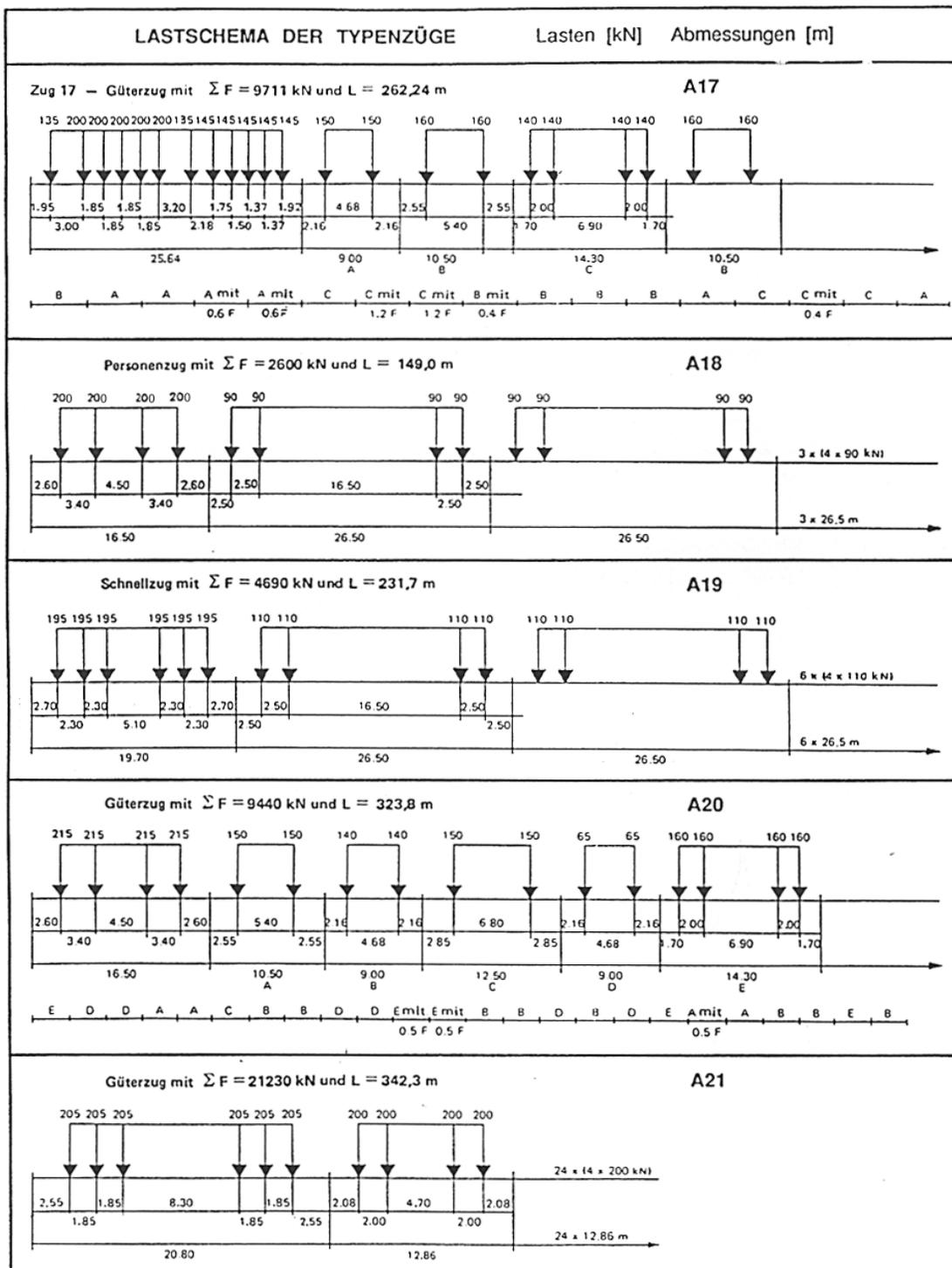


Bild A4 – Typenzüge für die Verkehrsmodelle der Vergangenheit nach UIC [2,4] (Fortsetzung)

A1.2 Typenzüge nach der SIA Studie 1987

Prozent-anteil	Typisierte Betriebszüge SBB [kN], [m]	Studie SIA 1987
26	<p>S01 Triebwogenzug</p> <p>①</p> <p>$\Sigma P = 3648 \text{ kN}$ $v = 125 \text{ km/h}$ $i = 24$</p>	
20	<p>S02 Lokomotivgezogener Zug</p> <p>②</p> <p>$\Sigma P = 4260 \text{ kN}$ $v = 140 \text{ km/h}$ $i = 36$</p>	
20	<p>S03 Gemischter Güterzug Reihenfolge: L-3xC-B-2xC-10xB-C-B-C-4xB-C-3xB</p> <p>③</p> <p>$\Sigma P = 7610 \text{ kN}$ $v = 80 \text{ km/h}$ $i = 60$</p>	
20	<p>S04 Gemischter Güterzug Reihenfolge: L-2xB-R-10xB-R-2xB-R-10xB</p> <p>④</p> <p>$\Sigma P = 7410 \text{ kN}$ $v = 80 \text{ km/h}$ $i = 66$</p>	
7	<p>S05 Blockzug</p> <p>⑤</p> <p>$\Sigma P = 12'600 \text{ kN}$ $v = 80 \text{ km/h}$ $i = 56$</p>	
7	<p>S06 Blockzug</p> <p>⑥</p> <p>$\Sigma P = 13'950 \text{ kN}$ $v = 80 \text{ km/h}$ $i = 62$</p>	

ΣP = Totallast (inkl. Lokomotive) in kN
 i = Anzahl Achsen (inkl. Lokomotive)

v = charakteristische Geschwindigkeit

Bild A5 – Typenzüge für die Verkehrsmodelle nach Studie SIA 1987.

A1.3 SBB – Typenzüge (Richtlinie W Bau GD 27/92)

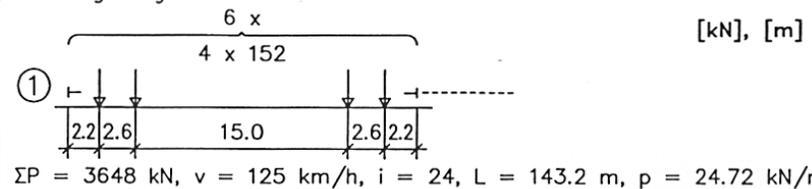
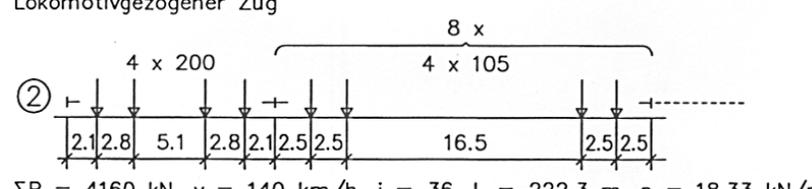
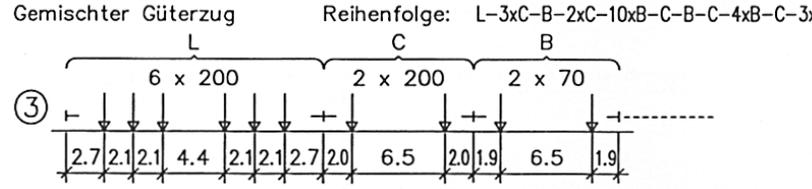
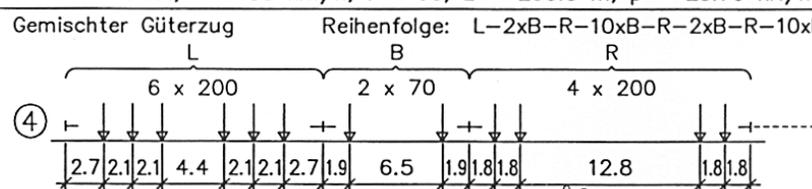
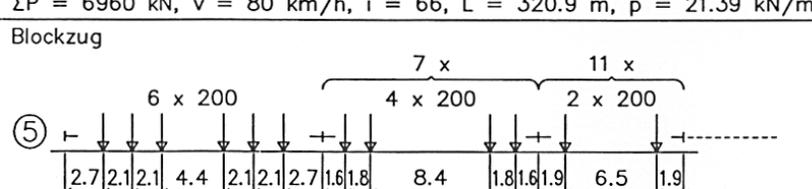
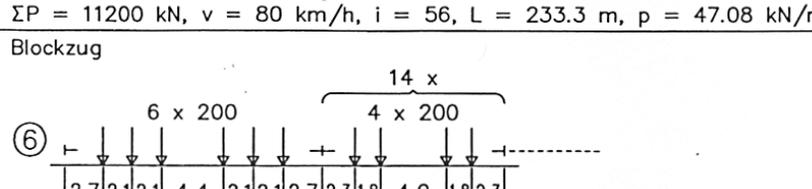
A1.3 SBB-Typenzüge	
Prozent-anteil	Triebwagenzug [kN], [m]
26	<p>① </p> <p>$\Sigma P = 3648 \text{ kN}$, $v = 125 \text{ km/h}$, $i = 24$, $L = 143.2 \text{ m}$, $p = 24.72 \text{ kN/m}$</p>
20	<p>② </p> <p>$\Sigma P = 4160 \text{ kN}$, $v = 140 \text{ km/h}$, $i = 36$, $L = 222.3 \text{ m}$, $p = 18.33 \text{ kN/m}$</p>
20	<p>③ </p> <p>Reihenfolge: L-3xC-B-2xC-10xB-C-B-C-4xB-C-3xB</p> <p>$\Sigma P = 7060 \text{ kN}$, $v = 80 \text{ km/h}$, $i = 60$, $L = 293.3 \text{ m}$, $p = 23.70 \text{ kN/m}$</p>
20	<p>④ </p> <p>Reihenfolge: L-2xB-R-10xB-R-2xB-R-10xB</p> <p>$\Sigma P = 6960 \text{ kN}$, $v = 80 \text{ km/h}$, $i = 66$, $L = 320.9 \text{ m}$, $p = 21.39 \text{ kN/m}$</p>
7	<p>⑤ </p> <p>$\Sigma P = 11200 \text{ kN}$, $v = 80 \text{ km/h}$, $i = 56$, $L = 233.3 \text{ m}$, $p = 47.08 \text{ kN/m}$</p>
7	<p>⑥ </p> <p>$\Sigma P = 12400 \text{ kN}$, $v = 80 \text{ km/h}$, $i = 62$, $L = 196.6 \text{ m}$, $p = 61.51 \text{ kN/m}$</p>

Bild A6 – SBB-Typenzüge nach Richtlinie W Bau GD 27/92 [3].

A1.4 Typenzüge für das Verkehrsmodell der Zukunft nach UIC

TYP UND VERKEHRS- ANTEIL	LASTSCHEMA DER TYPENZÜGE		ΣQ [kN]	L [m]	V [km/h]
	Lasten [kN]	Abmessungen [m]			
E01	Lokgezogener Personenzug		6630	261.1	200
E02	Lokgezogener Personenzug		5300	281.1	160
E03	Schnellfahrender Triebwagenzug		9400	385.52	250
E04	Schnellfahrender Triebwagenzug		5100	237.6	250
E05	Lokgezogener Güterzug		21600	270.3	80

Bild A7 – Typenzüge für das Verkehrsmodell der Zukunft nach UIC [5].

TYP UND VERKEHRS- ANTEIL	LASTSCHEMA DER TYPENZÜGE		Σ Q [kN]	L [m]	V [km/h]
	Lasten [kN]	Abmessungen [m]			
E06	Lokgezogener Güterzug		14310	353.1	100
	<p>Zugskomposition : M-O-O-P-O-Q-O-P-P-P-O-O-Q-O-P-Q-O-O-Q-O-P</p>				
E07	Lokgezogener Güterzug		10350	212.5	120
	<p>Zugskomposition : A-R-R-R-R-R-R-R-R-R</p>				
E08	Lokgezogener Güterzug		11350	212.5	100
	<p>Zugskomposition : A-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S-S</p>				

Bild A8 – Typenzüge für das Verkehrsmodell der Zukunft nach UIC [5] (Fortsetzung).

Typenzug	Zugstyp	Anteil am GV resp. RV in %
E01	PZ	35.3
E02	PZ	35.3
E03	PZ	14.7
E04	PZ	14.7
E05	GZ	21.2
E06	GZ	36.4
E07	GZ	24.2
E08	GZ	18.2

Bild A9 – Prozentuale Häufigkeit der Typenzüge (PZ: Personenzug; GZ: Güterzug).

A2 BETRIEBSLASTFAKTOREN ERMITTELT MIT DEN VERKEHRSMODELLEN DER VERGANGENHEIT

A2.1 Nebenlinien (≤ 60 Züge pro Tag und Gleis)

$l_{\phi} = 50 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57
1890 - 1909	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57
1910 - 1929	0.48	0.49	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.56
1930 - 1949	0.47	0.48	0.49	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56

$l_{\phi} = 30 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61
1890 - 1909	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61
1910 - 1929	0.52	0.53	0.54	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61
1930 - 1949	0.50	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59

$l_{\phi} = 20 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.54	0.55	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.61	0.62
1890 - 1909	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62
1910 - 1929	0.53	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62
1930 - 1949	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.58	0.59	0.60	0.61

$l_{\phi} = 15 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.54	0.55	0.57	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.64
1890 - 1909	0.53	0.55	0.56	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63
1910 - 1929	0.53	0.54	0.56	0.57	0.58	0.60	0.61	0.62	0.63
1930 - 1949	0.51	0.53	0.55	0.56	0.58	0.59	0.60	0.61	0.62

$l_{\phi} = 10 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.59	0.61	0.62	0.64	0.65	0.67	0.68	0.69	0.70
1890 - 1909	0.59	0.60	0.62	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70
1910 - 1929	0.58	0.60	0.62	0.63	0.65	0.66	0.67	0.69	0.70
1930 - 1949	0.57	0.59	0.60	0.62	0.64	0.65	0.66	0.68	0.69

 $l_{\phi} = 7 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.62	0.64	0.66	0.68	0.70	0.71	0.73	0.75	0.76

 $l_{\phi} = 5 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.71	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.83	0.84	0.85

 $l_{\phi} = 3 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.93	0.95	0.98	1.00	1.02	1.03	1.05	1.07	1.08

 $l_{\phi} = 2 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.81	0.83	0.85	0.87	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95

A2.2 Hauptlinien (≤ 120 Züge pro Tag und Gleis) **$l_{\phi} = 50 \text{ m}$** Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.60	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69
1890 - 1909	0.60	0.61	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69
1910 - 1929	0.60	0.61	0.62	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69
1930 - 1949	0.58	0.60	0.61	0.62	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68

 $l_{\phi} = 30 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.66	0.67	0.69	0.70	0.71	0.73	0.74	0.75	0.76
1890 - 1909	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	0.75	0.76
1910 - 1929	0.65	0.67	0.68	0.69	0.71	0.72	0.73	0.74	0.76
1930 - 1949	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.68	0.72	0.73	0.74

 $l_{\phi} = 20 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.67	0.69	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76
1890 - 1909	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76
1910 - 1929	0.66	0.68	0.69	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76
1930 - 1949	0.64	0.66	0.67	0.69	0.70	0.71	0.72	0.74	0.75

 $l_{\phi} = 15 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	0.76
1890 - 1909	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.73	0.74	0.75	0.76
1910 - 1929	0.64	0.66	0.68	0.70	0.71	0.73	0.74	0.75	0.76
1930 - 1949	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.73	0.74	0.75

$l_{\phi} = 10 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.72	0.74	0.76	0.78	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85
1890 - 1909	0.72	0.74	0.76	0.78	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85
1910 - 1929	0.72	0.74	0.76	0.77	0.79	0.81	0.82	0.83	0.85
1930 - 1949	0.70	0.72	0.74	0.76	0.78	0.79	0.81	0.81	0.84

 $l_{\phi} = 7 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.75	0.78	0.79	0.81	0.83	0.84	0.86	0.87	0.89

 $l_{\phi} = 5 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.83	0.85	0.87	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.97

 $l_{\phi} = 3 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	1.06	1.09	1.11	1.13	1.15	1.17	1.19	1.21	1.23

 $l_{\phi} = 2 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.92	0.95	0.97	0.99	1.01	1.03	1.04	1.06	1.08

A2.3 Hauptlinien mit grossem Verkehr (> 120 Züge pro Tag und Gleis) **$l_{\phi} = 50 \text{ m}$** Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.71	0.73	0.75	0.76	0.77	0.79	0.80	0.81	0.82
1890 - 1909	0.71	0.73	0.74	0.76	0.77	0.78	0.80	0.81	0.82
1910 - 1929	0.71	0.72	0.74	0.75	0.77	0.78	0.79	0.81	0.82
1930 - 1949	0.69	0.71	0.72	0.74	0.75	0.77	0.78	0.80	0.81

 $l_{\phi} = 30 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85	0.87	0.88	0.89	0.90
1890 - 1909	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85	0.86	0.88	0.89	0.90
1910 - 1929	0.79	0.80	0.82	0.83	0.85	0.86	0.88	0.89	0.90
1930 - 1949	0.76	0.78	0.80	0.82	0.83	0.85	0.86	0.87	0.89

 $l_{\phi} = 20 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.80	0.82	0.83	0.85	0.86	0.87	0.89	0.89	0.90
1890 - 1909	0.80	0.82	0.83	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90
1910 - 1929	0.80	0.81	0.83	0.84	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90
1930 - 1949	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.85	0.87	0.88	0.89

 $l_{\phi} = 15 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.77	0.79	0.81	0.82	0.83	0.85	0.86	0.86	0.87
1890 - 1909	0.77	0.79	0.80	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87
1910 - 1929	0.76	0.78	0.80	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.86
1930 - 1949	0.75	0.77	0.79	0.80	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86

$l_{\phi} = 10 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1889	0.85	0.87	0.89	0.91	0.93	0.95	0.96	0.98	1.00
1890 - 1909	0.85	0.87	0.89	0.91	0.93	0.95	0.96	0.98	0.99
1910 - 1929	0.85	0.87	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.98	0.99
1930 - 1949	0.83	0.86	0.88	0.89	0.91	0.93	0.95	0.96	0.98

 $l_{\phi} = 7 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.88	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99	1.01	1.03	1.04

 $l_{\phi} = 5 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	0.92	0.95	0.97	1.00	1.01	1.03	1.03	1.03	1.05

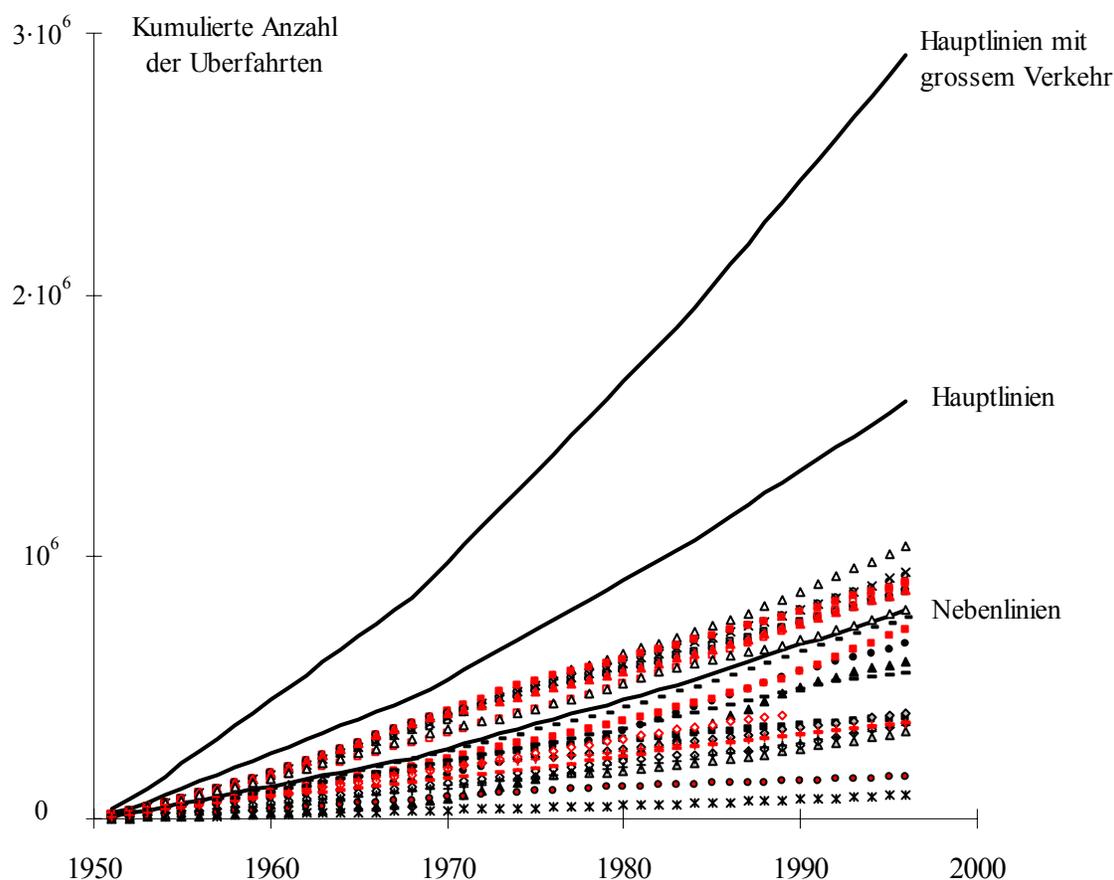
 $l_{\phi} = 3 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	1.18	1.21	1.24	1.27	1.29	1.31	1.34	1.35	1.36

 $l_{\phi} = 2 \text{ m}$ Zukünftige Nutzung

Baujahr	2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
1870 – 1949	1.03	1.06	1.09	1.11	1.13	1.15	1.16	1.17	1.19

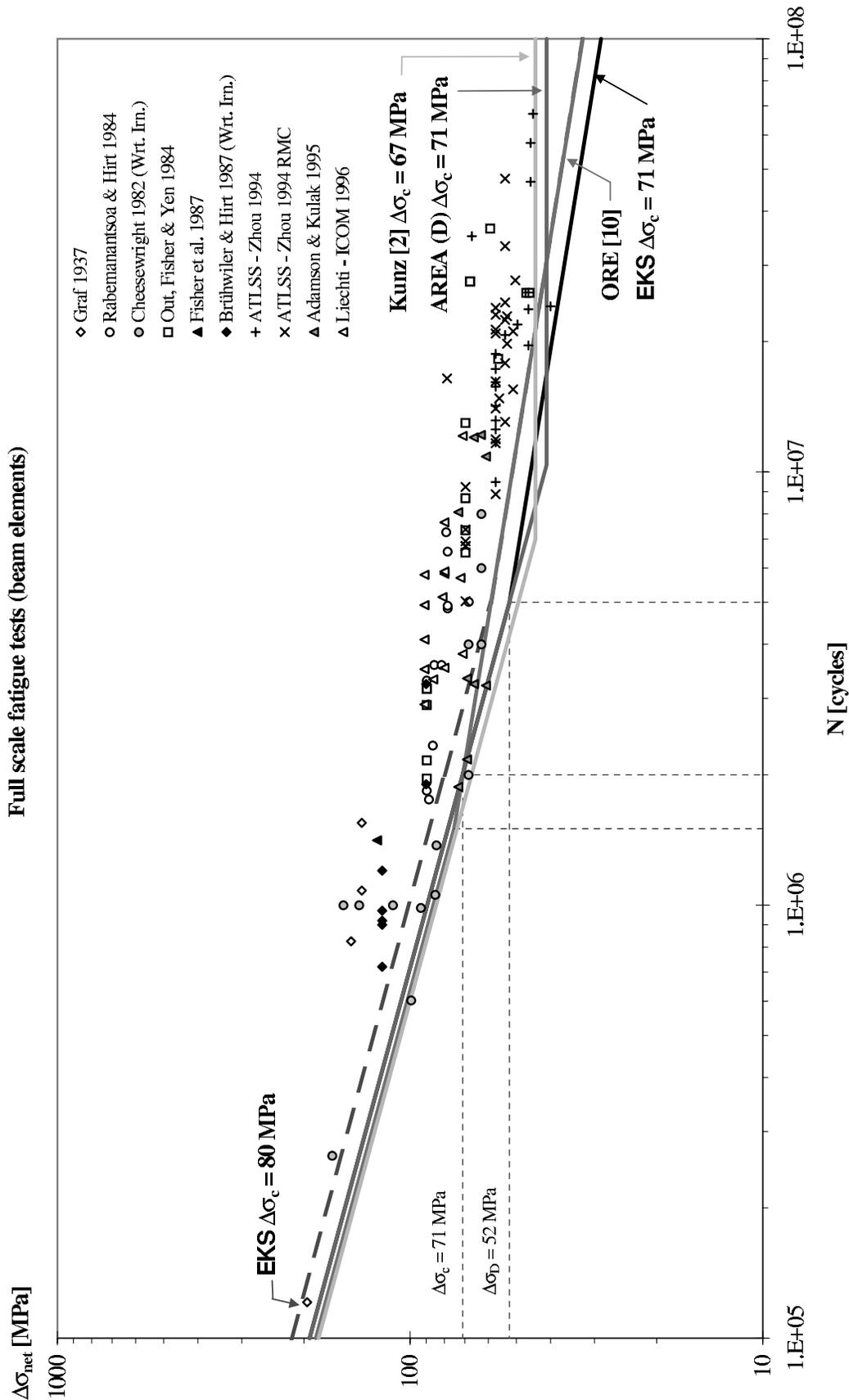
A3 VERKEHRSAUFKOMMEN (BEISPIELE)



- | | |
|---------------------------------|---------------------------------|
| ▪ Wildegg - Brugg | △ Killwangen - Dietikon |
| ▲ Othmarsingen - Brugg | ◇ Thalwil - Horgen Oberdorf |
| • Frick - Effingen | △ Würenlos - Regensdorf-Watt |
| ▣ Brugg - Turgi | ○ Turgi - Baden |
| × Baden - Wettingen | ■ Wettingen - Killwangen |
| ○ Dietikon - Schlieren | ▲ Schlieren - Zürich Altstetten |
| - Zürich Altstetten - Zürich HB | ▣ Zürich Wiedikon - Thalwil |
| ◇ Dübendorf - Uster | ◇ Zürich HB - Zürich Letten |
| △ Zürich HB - Zürich Oerlikon | ■ Effretikon - Winterthur |
| × Winterthur Seen - Bauma | • Kreuzlingen - Konstanz |
| + Gossau - St.Gallen | - Sargans - Bad Ragaz |
| - Bad Ragaz - Landquart | + Landquart - Chur |

Bild A3.1 – Kumulierte Anzahl eingetragen und vom Verkehrsmodell UIC berücksichtigte Überfahrten in der Zeitspanne 1951-1996.

A4 BETRIEBSFESTIGKEITSKURVEN GENIETETER DETAILS



LITERATURHINWEISE

- [1] Kunz, P, Hirt, M.A., *Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA*, Dokumentation SIA D 076, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein SIA, Zürich, 1991.
- [2] Kunz, P., *Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl*, Ecole polytechnique fédérale, Lausanne, 1992 (Thèse EPFL N° 1008).
- [3] Weisung W Bau Gd 27/92 Rev. 1996, *Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken*, SBB, 1996.
- [4] UIC 778-2 E, *Empfehlung für die Bewertung des Tragvermögens bestehender stählender Überbauten*, Internationaler Eisenbahnverband, 1986.
- [5] Geissler, K., *Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken*, Dissertation Technische Universität Dresden, 1995.
- [6] Norm SIA 160, *Einwirkungen auf Tragwerke*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein SIA, Zürich, 1989.
- [7] Norm SIA 161, *Stahlbauten*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein SIA, Zürich, 1990.
- [8] EKS Nr. 43, *Empfehlung für die Bemessung und Konstruktion von ermüdungsbeanspruchten Stahlbauten*, Europäische Konvention für Stahlbau EKS, Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau, Zürich, 1987.
- [9] Hirt, M.A., Kunz, P.M., *Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl*, Stahlbau, Vol. 65 No.11, Berlin, 1996.
- [10] ORE DT 176 (D154), *Statistische Auswertung von Ermüdungsversuchen an Nietverbindungen in Flussstahl*, Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes ORE, Utrecht, 1986.
- [11] Liechti, P., Josi, G., Kunz, P., *Ermüdungsversuche an genieteten Vollwandträgern*, Versuchsbericht 367, EPFL, ICOM – Construction métallique, Lausanne, 1997.
- [12] Bassetti, A., Liechti, P., Nussbaumer, A., *Fatigue Resistance and Repairs of Bridge Riveted Members*, Fatigue Design and Reliability, ESIS Publication 23, Elsevier, pp. 207-218, 1999.
- [13] Hensen, W., *Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken*, Dissertation Rheinisch-Westfälischen Technische Hochschule, Stahlbau RWTH, Heft 21, Aachen, 1992.
- [14] Stötzel, G., *Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit bei Weiterverwendung alter Stahlbrücken*, Dissertation Rheinisch-Westfälischen Technische Hochschule, Stahlbau RWTH, Heft 39, Aachen, 1998.
- [15] Adamson, D.E., Kulak, G.L., *Fatigue Tests of Riveted Bridge Girders*, University of Alberta, Structural Engineering Report No. 210, 1995.
- [16] DiBattista, J.D., Kulak, G.L., *Fatigue of riveted tension members*, University of Alberta, Structural Engineering Report 211, 1995.
- [17] Fisher, J.W. Yen, B.T., Wang, D., Mann, J.E., *Fatigue and Fracture Evaluation for Rating Riveted Bridges*, National Cooperative Highway Research Program Report 302, National Research Council, Washington, D.C., 1987.
- [18] Fisher, J.W., Yen, B.T., Wang, D., *Fatigue Strength of Riveted Bridge Members*, J. of Structural Engineering, ASCE, 1990, vol. 116, No. 11, pp. 2968-2981.

-
- [19] Brühwiler, E., Smith, I.F.C., Hirt, M.A., *Fatigue and Fracture of Riveted Bridge Members*, J. of Structural Engineering, ASCE, 1990, vol. 116, No. 1, pp. 198-214.
- [20] Åkesson, B., *Fatigue Life of Riveted Railway Bridges*, Chalmers University of Technology, Steel and Timber Structures, Publ. S94:6, Göteborg, 1994.
- [21] Zhou, Y., *Fatigue Strength Evaluation of Riveted Bridge Members*, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 1994.
- [22] Cheeswright, P.R., *Analysis of Fatigue Data from Riveted Wrought-Iron Girders Using the Method of Maximum Likelihood*, Technique Memorandum TM MF 26, British Rail Research, 1982.
- [23] Rabemanantsoa, H., Hirt, H., *Comportement à la fatigue de profils laminés avec semelles de renfort rivetées*, Rapport d'essais 133, EPFL, ICOM – Construction métallique, Lausanne, 1984.
- [24] Out, J.M.M., Fisher, J.W., Yen, B.T., *Fatigue Strength of Weathered and Deteriorated Riveted Members*, U.S. Department of Transportation, DOT/OST/P-34/85/016, 1984.
- [25] Graf, O., *Versuche über das Verhalten von genieteten und geschweissten Stössen in Trägern I30 aus St37 bei oftmals wiederholter Belastung*, Der Stahlbau (Beilage zu *Die Bautechnik*), Vol. 10, pp. 9-16, Jan., 1937.