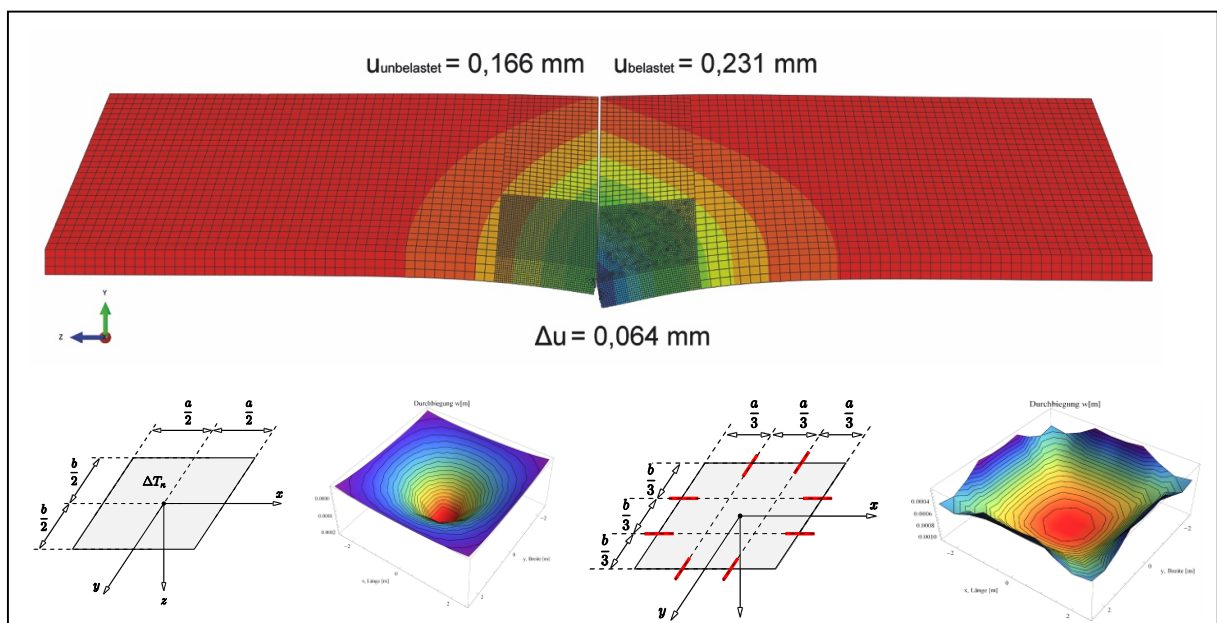


Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen OBESTAS

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2013
(VIF2013)

Mai 2016



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A - 1030 Wien



ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
A - 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A - 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Institut für Verkehrswissenschaften –
Forschungsbereich Straßenwesen
Technische Universität Wien
Gußhausstraße 28/230-3
A – 1040 Wien



Programmmanagemen:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Bereich Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen OBESTAS

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2013)

AutorInnen:

DI Dr Lukas EBERHARDSTEINER

DI Katharina FOLTIN

DI Kristina BAYRAKTOVA

DI Dr Katrin HASELBAUER

Assoc. Prof. Priv.-Doz. DI Dr Bernhard PICHLER

Ass.Prof. DI Dr Mehdi AMINBAGHAI

Ing. Peter PRATSCHER, MSc

Univ.-Prof. DI Dr Ronald BLAB

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
ÖBB-Infrastruktur AG
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Institut für Verkehrswissenschaften – Forschungsbereich Straßenwesen, TU Wien (IVWS)
Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen (IMWS)
Vereinigung der österreichischen Zementindustrie (VÖZ)

INHALTSVERZEICHNIS

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS	5
1 EINLEITUNG.....	9
2 DIMENSIONIERUNG VON BETONSTRASSEN	11
2.1 Grundlagen	11
2.2 Nationale Bemessungsmethodik	12
3 ZIELSETZUNG.....	21
4 QUERKRAFTÜBERTRAGUNG IN FUGEN	23
4.1 Ausgangssituation.....	23
4.2 Methodik zur Berücksichtigung der Querkraftübertragung	23
4.3 Finite Elemente Modell zu Abschätzung einer Dübelwirksamkeitszahl sowie Fugenwirksamkeitszahl	24
4.4 Parameterstudie.....	29
5 TEMPERATURVERTEILUNG IN BETONDECKEN.....	38
5.1 Differenzenverfahren – Berechnungsansatz.....	38
5.2 Validierung des Differenzenverfahrens	47
5.3 Bestimmung der Wölbspannungen	50
6 PRIMÄRWIRKUNGSMODELL FÜR VERKEHRSLASTEN.....	58
6.1 Einleitung	58
6.2 Frei schwimmende Platten mit/ohne elastische Randlagerung	59
6.3 Differentialgleichung für die Durchbiegung $w(x,y)$	63
6.4 Randbedingungen.....	67
6.5 Lösung des Problems mit dem Lagrange'schen Prinzip der virtuellen Verschiebungen.....	68
6.6 Ansatzfunktionen in Abhängigkeit der Belastung.....	70
6.7 Berücksichtigung der elastischen Randlagerungen	73
6.8 Zahlenbeispiele.....	73
7 MATERIALEIGENSCHAFTEN MODERNER STRASSENBAUBETONE	84
7.1 Materialeigenschaft Steifigkeit	84
7.2 Materialeigenschaft Festigkeit	84
7.3 Materialeigenschaft Ermüdung	87
8 ENTWICKLUNG EINER RECHNERISCHEN DIMENSIONIERUNGS-METHODE FÜR BETONSTRASSEN	102
8.1 Übersicht.....	102
8.2 Maßgebliche Verkehrsbelastung	103
8.3 Berücksichtigung der Querkraftübertragung an Fugen	105
8.4 Verbesserte Ansätze zur Klima- und Temperaturverteilung	106
8.5 Materialeigenschaften modernen Straßenbaubetone	106
8.6 Vergleichende Bewertung der Bemessungsergebnisse	107
9 WIRTSCHAFTLICHKEITSBEWERTUNG DER BEMESSUNGSERGEBNISSE AUF GRUNDLAGE EINER LEBENSZYKLUSKOSTENANALYSE	115
9.1 Grundlagen der Wirtschaftlichkeitsberechnung	115
9.2 Bewertungsvarianten und Kostenszenarien	122
10 ZUSAMMENFASSUNG.....	137
LITERATURVERZEICHNIS	140
TABELLENVERZEICHNIS.....	143
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	145

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

A	Koeffizient zur Berücksichtigung der Überlebenswahrscheinlichkeit SF [-]
\bar{A}	Äquivalenzfaktor [-]
a	Länge der Platte [m]
a'	Auflagerbreite [mm]
a_T	Temperaturleitzahl [cm ² /h]
a, b, c	Materialkonstanten a=0,249; b=0,920; c= 0,796
α_{k_T}	Wärmeübergangszahl zum Zeitpunkt k_T [W/(m ² ·K)]
α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient [1 / K]
B	Plattenbreite [mm]
$BNLW$	Bemessungsnormlastwechsel [-]
B_R	Koeffizient zur Berücksichtigung des Spannungsverhältnisses R_σ
b	Plattenbreite [mm]
β	Materialkonstante= 0,087 für Normalbeton
C	Auflagerbreite [mm]
C, C_x, C_y	Korrelationsfaktoren [-]
C_f	Koeffizient zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz [-]
C_p	Einmalige / periodische Zahlungsströme C_N, C_E [€/m ²]
C_r	Jährlich auftretende Kosten [€/m ²]
DWZ	Dübelwirksamkeitszahl [N/mm]
E	Elastizitätsmodul von Beton [N/mm ²]
ε	Verzerrung [mm/mm]
η	Länge der auf einen Teilbereich wirkenden Flächenlast [m]
F	Radlast [N]
f	Belastungsfrequenz [Hz]
$f_{ct(BZ)}$	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
$f_{ct(BZ),o}$	mittlere Biegezugfestigkeit des Betons [N/mm ²]
$f_{ct(SZ)}$	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]
$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]
f_d	Berechnungsfestigkeit [N/mm ²]
f_d^0	Grundwert der Berechnungsfestigkeit [N/mm ²]

FWZ	Fugenwirksamkeitszahl [-]
h	Plattendicke [mm], Dicke der Betondecke [mm]
i	Kalkulationszinssatz (2-4%) mit $q=1+i$
i, j	Parameter zur Ermittlung des Zusammenhanges zwischen Spaltzug- und Biegezugfestigkeit
$JDTV$	Jährlich durchschnittlicher täglicher Verkehr [-]
$JDTLV$	Jährlich durchschnittlicher täglicher Lastverkehr [-]
K	Plattensteifigkeit [kN/m^2]
k	Bettungsmodul [N/mm^3]
k_T	Zeitpunkt [h]
k_z	Flächenbettungsmodul in z-Richtung [kN/m^3]
κ_T^e	Temperaturkrümmung
L	Plattenlänge [mm]
L_{krit}	tatsächliche kritische Länge [mm]
l	elastische Länge [mm]
l_{krit}	kritische Länge [mm]
λ	Wärmeleitfähigkeit [$\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$]
m	Moment [kNm]
m_b	Anpassungsfaktor für die Beanspruchungsart [-]
μ	Reibungskoeffizient zwischen Beton-Beton bzw. Beton und Dübel [-]
N_{erw}	erwartete Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
N_{kum}	kumulierte Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
NLW	Normlastwechsel [-]
$NLW_{tägl}$	Anzahl der durchschnittlich täglichen Normlastwechsel [-]
NPV	Barwert (Net Present Value) [$\text{€}/\text{m}^2$]
N_{zul}	zulässige Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
n	Bemessungszeitraum in Jahren, Betrachtungszeitraum in Jahren [a]
n_x	Tiefenposition [cm]
ν	Querdehnungszahl von Beton [-]
P	Einzellast [kN]
p	mittlere jährliche Zuwachsrate [%]
\bar{p}	Flächenlast wirkend auf Teilbereich [kN/m^2]
$p(x, y)$	Flächenlast orthogonal zur unverformten Plattenmittelebene [kN/m^2]

R	Richtungsfaktor für die Aufteilung des Lastverkehrs auf die Fahrrichtungen [-]
R_a	Annuität (Repayment Rate) [€/m ² a]
R_σ	Spannungsverhältnis = $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ [-]
S	Spurverteilungsfaktor [-]
S_σ	Verhältnis von maximaler Spannung und Biegesteifigkeit = $\sigma_{\max} / f_{ct(BZ)}$ [-]
σ	Spannung [N/mm ²]
σ_m	Mittlere Spannung [N/mm ²]
σ_{\max}	Oberspannung; maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm ²]
σ_{\min}	Unterspannung; minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm ²]
σ_Q	überlagerte (Verkehrs-) Beanspruchung [N/mm ²]
σ_w	ungestörte Wölbspannung [N/mm ²]
σ'_w	gestörte Wölbspannung [N/mm ²]
σ''_w	reduzierte Wölbspannung [N/mm ²]
$\sigma_{w,Rand}$	Wölbspannung am Plattenrand [N/mm ²]
$\sigma_{w,x}$	Wölbspannung in Plattenmitte in x-Richtung [N/mm ²]
$\sigma_{w,y}$	Wölbspannung in Plattenmitte in y-Richtung [N/mm ²]
T	Temperatur [K]
T_f	Periode der wiederholten Belastungen 2,88 [sec / Zyklus]
T_{n_x, k_T}	Temperatur an der Tiefenposition n_x zum Zeitpunkt k_T [K]
T_{1, k_T+1}	Temperatur an der Tiefenposition 1 zum Zeitpunkt k_T+1 [K]
T_{L, k_T}^*	fiktive Lufttemperatur zum Zeitpunkt k_T [K]
T_{O, k_T}	Temperatur an der Straßenoberfläche zum Zeitpunkt k_T [K]
ΔT	Temperaturgradient [K/mm]
t	Zeit [h]
Δt	Zeitintervall [h]
τ	Schubspannung [N/mm ²]
$\Delta \tau$	relative Schubspannung [N/mm ²]

$\tau_{belastet}$	Schubspannung am belasteten Fugenrand [N/mm ²]
$\tau_{unbelastet}$	Schubspannung am unbelasteten Fugenrand [N/mm ²]
V	Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahrstreifen [-]
$u_{belastet}$	Einsenkung des belasteten Fugenrandes [mm]
$u_{unbelastet}$	Einsenkung des unbelasteten Fugenrandes [mm]
W	Wirksamkeitsindex [%]
w	Vertikalverschiebung [mm]
$w(x, y)$	Durchbiegung der Platte an der Stelle x [mm]
x	Ortskoordinate [cm]
(x_P, y_P)	Koordinaten der Einzellast [m]
(\bar{x}_P, \bar{y}_P)	Mittelpunktkoordinaten der auf einen Teilbereich wirkenden Flächenlast [m]
Δx	Abstand der Tiefenposition [cm]
ξ	Breite der auf einen Teilbereich wirkenden Flächenlast [m]
$\gamma_{c,fat}$	Ermüdungsfaktor
z	Verkehrszuwachsfaktor [-]

1 EINLEITUNG

Basierend auf der aktuellen österreichischen Bemessungsmethode werden in der RVS 03.08.63 [1] Standardaufbauten von Betonstraßen in Abhängigkeit der Lastklasse für verschiedene Bautypen angegeben. Unterschieden wird dabei zwischen zwei Bautypen in Betonbauweise auf ungebundener Unterer Tragschichte (Bautype BE 1) und einer Bauweise mit zementstabilisierter Tragschichte (Bautype BE2). Diese Bautypen werden je nach der im Bemessungszeitraum ertragbaren Verkehrsbelastung in Lastklassen eingeteilt. Die Aufbauten der verschiedenen Bautypen sind in Abhängigkeit von deren Lastklasse mit den erforderlichen Schichtdicken in einem Bemessungskatalog zusammengestellt. Der wesentliche Unterschied zwischen den Lastklassen besteht in der notwendigen Dicke der Betondecke, wobei aus bemessungstechnischer Sicht keine gesonderten Anforderungen an den Beton gestellt werden. Hinsichtlich der strukturellen Lebensdauer werden somit innerhalb einer Lastklasse alle Bautypen, unabhängig von den mechanischen Eigenschaften des Betons und den klimatischen Bedingungen im zu bemessenden Straßenabschnitt, als technisch gleichwertig betrachtet. Eine Unterscheidung von Betonen mit natürlichen Gesteinskörnungen oder Recyclinganteilen ist nicht möglich.

Neben der Notwendigkeit bei der Bemessung auf der Widerstandsseite verbesserte materialtechnische Ansätze heranzuziehen sind auch auf der Beanspruchungsseite die derzeit herangezogenen Methoden zu überarbeiten. Für die Zuordnung zur einer Lastklasse und damit zur Festlegung der erforderlichen Schichtdicke eines Aufbaus wird die maßgebliche Verkehrsbelastung durch Normlastwechsel, das sind die Übergänge einer Normachse mit einer Achslast von 100 kN, ausgedrückt. Die Umrechnung der vorhandenen Schwerverkehrsbelastung in Normlastwechsel erfolgt durch den Ansatz von mittleren Achslastäquivalenzfaktoren, welche die Schädigungswirkung charakteristischer Fahrzeuge bzw. des Schwerverkehrskollektivs mit einer 100 kN Einzelachse verknüpfen. Diese für die Ermittlung der maßgeblichen Verkehrsbelastung noch heute herangezogenen Äquivalenzfaktoren wurden bei Molzer et al. [2] im Zuge von Untersuchungen über die Schwerverkehrsbelastung im österreichische Bundesstraßennetz im Jahr 1995 entwickelt.

Die heutige Belastungssituation durch den Schwerverkehr, die sich infolge von verbesserter Logistik, sowie geänderte Nutzfahrzeugzusammensetzungen durch höhere Gesamtgewichts- bzw. Achslastverteilungen auszeichnet, wird durch dieses Konzept heute nur mehr unzureichend genau abgebildet. Daher ist auch in dieser Hinsicht für die rechnerische

Bemessung eine Überprüfung der Ansätze zur Festlegung der maßgeblichen Verkehrsbelastung erforderlich.

Schließlich beschränkt sich die österreichische Bemessungsmethode bei der Bewertung der untersuchten Aufbauten ausschließlich auf die Bewertung der strukturellen Tragfähigkeit der untersuchten Aufbauten. Die im Bemessungskatalog vorgesehenen Lastklassen weisen, bei gleicher Verkehrsbelastung, bei steigender Dicke der Betondecke erhöhte Gebrauchsdauern auf. Eine Wirtschaftlichkeitsbewertung des unterschiedlichen Gebrauchsverhaltens – und daher die Möglichkeit auf Basis einer Lebenszykluskostenanalyse den über einen längeren Zeitraum wirtschaftlichsten Aufbau zu wählen – ist nur ansatzweise im österreichischen Regelwerk implementiert, aber nicht zwingend als Teil des Bemessungsprozesses vorgesehen.

Derzeit fehlt den Bauherren (Ausschreibenden) und der Bauwirtschaft eine technisch-wissenschaftlich fundierte Methodik zur Beurteilung einer erzielbaren technischen Qualitätssteigerung bei Einsatz von höherwertigen Betonsorten (hohe Biegezugfestigkeit) im Vergleich zu gängigen Standardbetonen. Daher können mit den derzeitigen Instrumentarien mögliche Schichtdickenreduktionen oder verringerte Lebenszykluskosten durch Einsatz solcher hochwertiger Betone nicht adäquat beurteilt und dargestellt werden, weshalb auf Seiten der Industrie der Anreiz zur Entwicklung innovativer zementgebundener Baustoffe beschränkt bleibt.

2 DIMENSIONIERUNG VON BETONSTRASSEN

2.1 Grundlagen

Die Straßenoberbaudimensionierung in Österreich wird laufend weiterentwickelt, wobei das Ziel verfolgt wird, die realen Belastungs- und Tragfähigkeitszustände des Oberbaus möglichst genau durch entsprechende Modellansätze abzubilden. Die letzte wesentliche methodische Überarbeitung der österreichischen Bemessungsmethode erfolgte im Rahmen der Untersuchungen durch Blab et al. [3] und wurde im Regelwerk in der RVS 03.08.63 [1] im Jahr 2016 umgesetzt.

Ziel der Oberbaubemessung ist es, die Straßenkonstruktion so aufzubauen, dass sie während der gesamten vorgesehenen Bemessungsperiode den auftretenden Belastungen gerecht wird. Das heißt, dass alle durch die Verkehrsbeanspruchung im Zusammenwirken mit den klimatischen Einflüssen und der Beschaffenheit des Untergrundes in der Straßenbefestigung verursachten Beanspruchungen bzw. Formänderungen bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten. Als für die Dickenbemessung maßgebliches Kriterium wird hier wie international üblich die Baustoffermüdung unter der maßgeblichen verkehrlichen und klimatischen Beanspruchung (Spannungen und Dehnungen) in den einzelnen Schichten des Oberbaus und am Untergrund herangezogen.

Als maßgebende Beanspruchung wird bei der Dimensionierung von Betonstraßen in der Regel die Zugbeanspruchung an der Unterseite der Betondecke herangezogen. Die zyklischen Zugbeanspruchungen infolge der Verkehrsbelastung führen in Kombination mit gleichzeitig wirkenden Wölbspannungen aufgrund der unterschiedlichen Erwärmung der Ober- und Unterseite einer Betonplatte zur Ermüdung des Baustoffes. In der Regel entstehen Risse an der Unterseite der Decke, die sich nach oben hin fortpflanzen und zu rasch progressiver Herabsetzung der Tragfähigkeit der gesamten Platte führen. Das Ermüdungsverhalten von Beton ist maßgebend von der Biegezugfestigkeit des Baustoffs abhängig.

Die Größe der Beanspruchung des Straßenoberbaus und damit auch die erforderliche Dicke der einzelnen Oberbauschichten hängen von folgenden wesentlichen Einflussparametern ab:

- Verkehrsbelastung
- Untergrundtragfähigkeit
- Klimakenngrößen
- Struktur und Materialeigenschaften der Schichten des Oberbaus

Die Qualität und Verlässlichkeit eines Bemessungsvorschlages hängen wesentlich von der Zuverlässigkeit und Genauigkeit ab, mit der diese Einflussgrößen erfasst und im verwendeten Bemessungsmodell abgebildet werden können. Im Folgenden soll daher kurz darauf eingegangen werden, wie diese wesentlichen Einflussgrößen im derzeitigen österreichischen Bemessungsmodell für Betonstraßen berücksichtigt werden.

2.2 Nationale Bemessungsmethodik

2.2.1 Maßgebende Verkehrsbelastung

Auf Grundlage detaillierter Daten über die Achslast- und Fahrzeugtypenverteilungen aus Achslastwägungen im hochrangigen Straßennetz [3] in Österreich werden mit Hilfe eines Ermüdungskriteriums (siehe Kapitel 7) repräsentative mittlere Äquivalenzfaktoren für Fahrzeugtypen bzw. -kollektive abgeleitet. Dabei können die 6 Fahrzeugtypen

- LKW ohne Anhänger
- LKW mit Anhänger
- Sattelzug
- Bus
- Linienbus (ÖPNV)
- Liniengelenkbus (ÖPNV),

sowie jeweils ein Kollektiv für den Schwerverkehr auf

- Autobahnen, und
- sonstigen Straßen

unterschieden werden. Diese Äquivalenzfaktoren stellen die mittlere Schädigungswirkung des entsprechenden Fahrzeugtyps bzw. Kollektivs im Vergleich zum Übergang einer 100 kN Normachse dar und ermöglichen eine Bestimmung der vom Oberbau zu ertragenden Anzahl an Normlastwechsel aus den (für einen Streckenabschnitt bei Verkehrszählungen ermittelten) Kenngrößen $JDTV_i$ für den Fahrzeugtyp i bzw. $JDTLV$ durch [4]

$$NLW_{\ddot{a}gl} = \sum_i JDTV_i \cdot \ddot{A}_i \quad (2.1)$$

bzw.

$$NLW_{\text{tägl}} = JDTLV \cdot \ddot{A}_{JDTLV} \quad (2.2)$$

mit

$NLW_{\text{tägl}}$... Anzahl der durchschnittlich täglichen Normlastwechsel [-],

$JDTLV$... Jährlich durchschnittlicher täglicher Lastverkehr [-],

\ddot{A}_i ... mittlerer Äquivalenzfaktor der jeweiligen Fahrzeugkategorie i [-],

\ddot{A}_{JDTLV} ... mittlerer Äquivalenzfaktor des JDTLV-Kollektivs für die entsprechende Straßenkategorie[-].

Die Äquivalenzfaktoren sind in Tabelle 2.1 und Tabelle 2.2 dargestellt.

Tabelle 2.1: Äquivalenzfaktoren der Fahrzeugkategorien gemäß RVS 03.08.63 [1]

Fahrzeugkategorie	Ä
LKW ohne Anhänger	0,80
LKW mit Anhänger	1,25 ^{*)}
Sattelzug	2,00 ^{*)}
Bus	0,60
Linienbus (ÖPNV)	0,80
Liniengelenkbus (ÖPNV)	1,40

^{*)} Ist keine Unterscheidung zwischen LKW mit Anhänger und Sattelzug möglich, ist ein Äquivalenzwert von 1,75 anzuwenden.

Tabelle 2.2: Äquivalenzfaktoren nach Straßenkategorien gemäß RVS 03.08.63 [1]

Straßenkategorie	Ä _{JDTLV}
Autobahnen	1,60
sonstige Straßen	1,45

In RVS 03.08.63 [1] werden Aufbauten für 10 Lastklassen unterschieden, für die in Abhängigkeit der ertragbaren Anzahl an Bemessungsnormlastwechseln (BNLW) mit der 100 kN Normachse, Standardaufbauten vorgeschrieben sind. BNLW kann mit Hilfe von

$$BNLW = NLW_{\text{tägl}} \cdot R \cdot V \cdot S \cdot 365 \cdot n \cdot z \quad (2.3)$$

bestimmt werden, wobei R , V und S Faktoren zur realitätsnahen Berücksichtigung des Verkehrs, n den Bemessungszeitraum und z einen Verkehrszuwachsfaktor der Form

$$z = \frac{q^n - 1}{n(q - 1)} [-] \quad (2.4)$$

mit

$$q = 1 + \frac{p}{100} [-] \quad (2.5)$$

darstellen.

Dabei gilt:

- $BNLW$... Bemessungsnormlastwechsel [-],
- $NLW_{\text{tägl}}$... Anzahl der durchschnittlich täglichen Normlastwechsel [-],
- R ... Richtungsfaktor für die Aufteilung des Lastverkehrs auf die Fahrtrichtungen (0,5 bei gleichmäßiger Aufteilung des Lastverkehrs auf beide Fahrtrichtungen) [-],
- V ... Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahstreifen (1,0 bei 1-2 Fahstreife; 0,9 bei 3 oder mehr Fahstreifen) [-],
- S ... Spurverteilungsfaktor [-] siehe Tabelle 8.1,
- n ... Bemessungszeitraum in Jahren [a],
- z ... Verkehrszuwachsfaktor [-],
- p ... mittlere jährliche Zuwachsrate [%].

2.2.2 Untergrundtragfähigkeit

Die Tragfähigkeit des Untergrundes schwankt stark mit den sich saisonal ändernden hydrologischen Verhältnissen. Daher werden in der österreichischen Bemessungsmethode unterschiedliche Tragfähigkeiten für verschiedene Perioden des Jahres herangezogen. Die höchsten Tragfähigkeiten treten dabei im Winter bei z. T. gefrorenem Boden auf, die niedrigsten während des Frühjahrstauwetters. Im Laufe des Sommers und Herbstes steigen die Untergrundtragfähigkeitswerte danach wieder kontinuierlich an (siehe Abbildung 2.1).

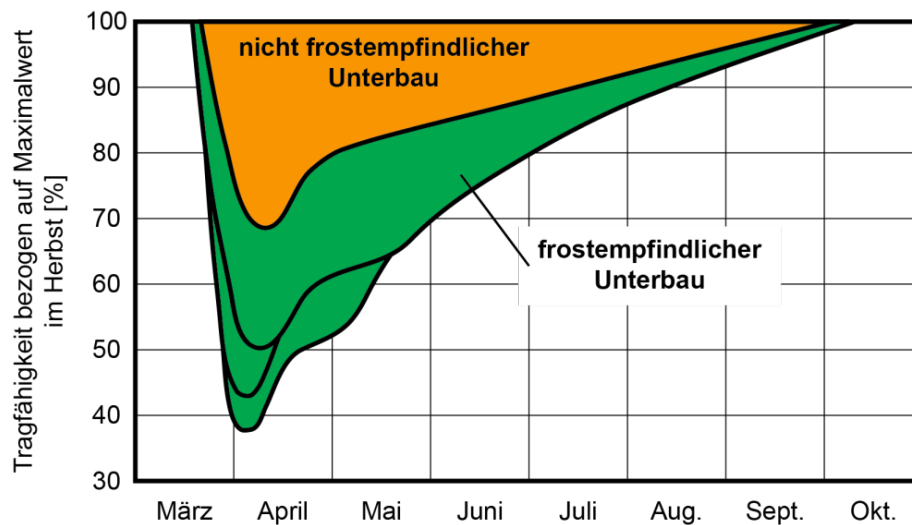


Abbildung 2.1: Änderung der Untergrundtragfähigkeit einer Straßenbefestigung mit der Jahreszeit [5]

Für die Modellierung und Bemessung der Oberbauten werden in der österreichischen Bemessungsmethode die in Tabelle 2.3 angegebenen Werte für die unterschiedlichen Tragfähigkeitsperioden herangezogen. Daher ist in RVS 03.08.63 [1] bzw. in RVS 08.03.01 [6] eine Mindesttragfähigkeit des Unterbauplanums von 35 MN/m^2 gefordert.

Tabelle 2.3: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [7]

Jahresperiode	Tragfähigkeit in % des Herbstwerts	angesetzter Modul $E_{\text{dyn,UG}} [\text{MN/m}^2]$
Winterperiode 16.12. – 15.3.	200	280
Frühjahrstauperiode 16.3. – 15.5.	50	70
Übergangsperiode 16.5. – 15.6.	70	100
Sommer-/Herbstperiode 16.6. – 15.12.	100	140

2.2.3 Klimakenngrößen

Neben den jahreszeitlichen Schwankungen der Untergrundtragfähigkeit, beeinflusst das Klima die Größe von Temperaturunterschieden an der Ober- und Unterseite einer Betonplatte. Dabei wird unabhängig von lokalen klimatischen Bedingungen eine konstante Temperaturgradienten von $0,09 \text{ K/mm}$ angenommen, wobei die auftretenden Wölbspannungen nur während 5 % eines Jahres angesetzt werden.

2.2.4 Materialeigenschaften der Oberbauschichten

Ungebundene Tragschichten

Die Tragfähigkeit ungebundener Schichten wird maßgeblich von der Untergrundtragfähigkeit beeinflusst, wobei diese maximal den ca. 1,5 bis 2,5-fachen Wert des E-Moduls des Untergrundes erreichen kann. Zugspannungen an der Unterseite der Tragschicht bei Belastung der Straße führen zur Auflockerung des ungebundenen Materials, wodurch eine höhere Tragfähigkeit verhindert wird. Zudem spielen die Dicke der Tragschicht, sowie die Materialart eine entscheidende Rolle für das Tragfähigkeitsverhalten. Tabelle 2.4 zeigt die E-Modulverhältnisse für ungebundene Tragschichten, die der Bemessung nach RVS 03.08.63 [1] zugrunde liegen.

Tabelle 2.4: E-Modulverhältnis für ungebundene Schichten [8]

Schicht 1	Schicht 2	E-Modulverhältnis
30 cm ungeb. untere TS	Untergrund	2,0
20 cm ungeb. obere TS (Rundkörnung)	ungeb. untere TS	1,7
20 cm ungeb. obere TS (Kantkörnung)	ungeb. untere TS	1,9
15 - 18 cm ungeb. obere TS (ZGKK)	ungeb. untere TS	2,5

Die Steifigkeit von ungebundenen Tragschichten steigt in der Regel von der Schichtunterseite zur -oberseite. Im Rahmen der Bemessung wird allerdings von einem konstanten Ersatzmodul über die gesamte Schichtdicke ausgegangen.

Zementstabilisierte Tragschichte

Die zementstabilisierte Tragschicht wird durch Mischen eines geeigneten, anstehenden Bodens oder aufbereiteten Gesteins mit Zement und Verdichten beim optimalen Wassergehalt nach Proctor hergestellt. Abgesehen von Arbeitsfugen werden bei der Herstellung keine Fugen ausgeführt. Durch die gering gehaltene Druckfestigkeit der zementstabilisierten Tragschicht bildet sich nach dem Erhärten eine feine Rissstruktur aus, die ein Paketreißen mit großem Fugenabstand und offenen Fugen verhindert. In der Bemessung wird ein E-Modul von 5000 N/mm² und eine Querdehnungszahl von $\nu = 0,35$ bei Vorhandensein der Mikrorissstruktur angenommen. [4] [7]

Beton

Die Dauerfestigkeit des Betons wird in der aktuellen Bemessungsmethodik mittels des Smith'schen Schaubildes (Abbildung 2.2) definiert. Sie wird für eine vorgegebene konstante Unterspannung σ_{\min} bzw. σ_w (infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben) und eine überlagerte Verkehrslastspannung σ_Q ermittelt. Die zulässigen Lastwechsel lassen sich aus dem Diagramm für das Spannungsverhältnis $\sigma_Q / f_{ct(BZ)}$ und das Unterspannungsverhältnis $\sigma_w / f_{ct(BZ)}$ ablesen. Während 5 % des Jahres wirken die Wölbspannungen als Unterspannung zusätzlich zur maximalen Verkehrslastspannungen [4]. In der restlichen Zeit wirken nur die Spannungen infolge Verkehrsbelastung. Standardmäßig werden in der Bemessung ein E-Modul für Beton von 30 000 N/mm², eine Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm² und eine Querdehnzahl von 0,15 für Beton angenommen.

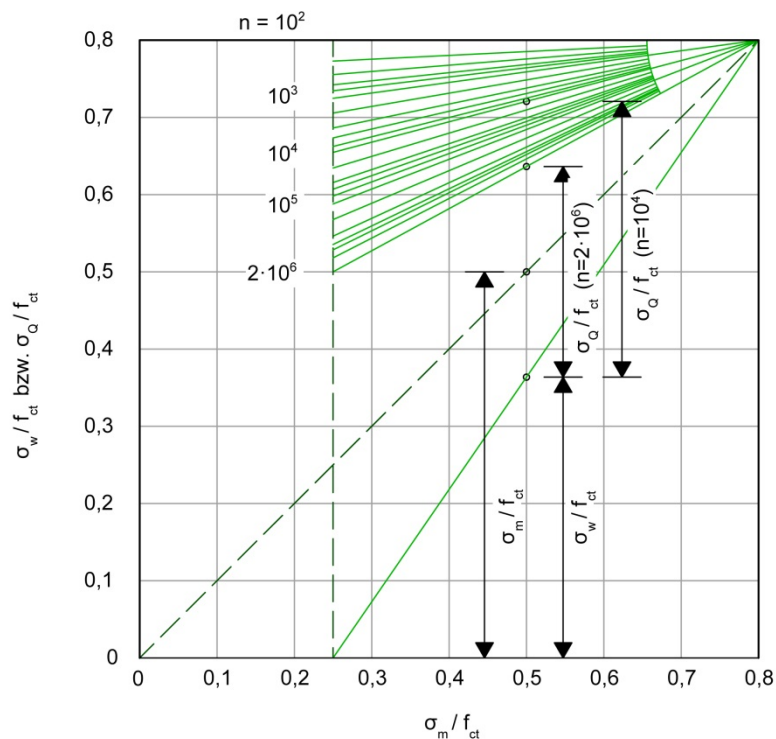


Abbildung 2.2: Smithsches Schaubild für die Ermüdung von Beton [4, 9-11]

2.2.5 Berechnungsmodell

Basierend auf einem analytischen Bemessungsmodell beschreiben allgemeingültige physikalisch-mechanische Gesetzmäßigkeiten die Reaktion des Straßenaufbaus auf äußere Lasteinwirkungen. Dabei werden das Lastkollektiv (unterschiedliche Achsart, Achslast, Reifenart und Reifendruck – siehe Kapitel 2.2.1), klimatische Einflüsse (siehe Kapitel 2.2.3)

und die Struktur (Dicke der Schichten, Materialeigenschaften – siehe Kapitel 2.2.4) berücksichtigt. Einen Überblick über die Bemessungsmethode gibt Abbildung 2.3.

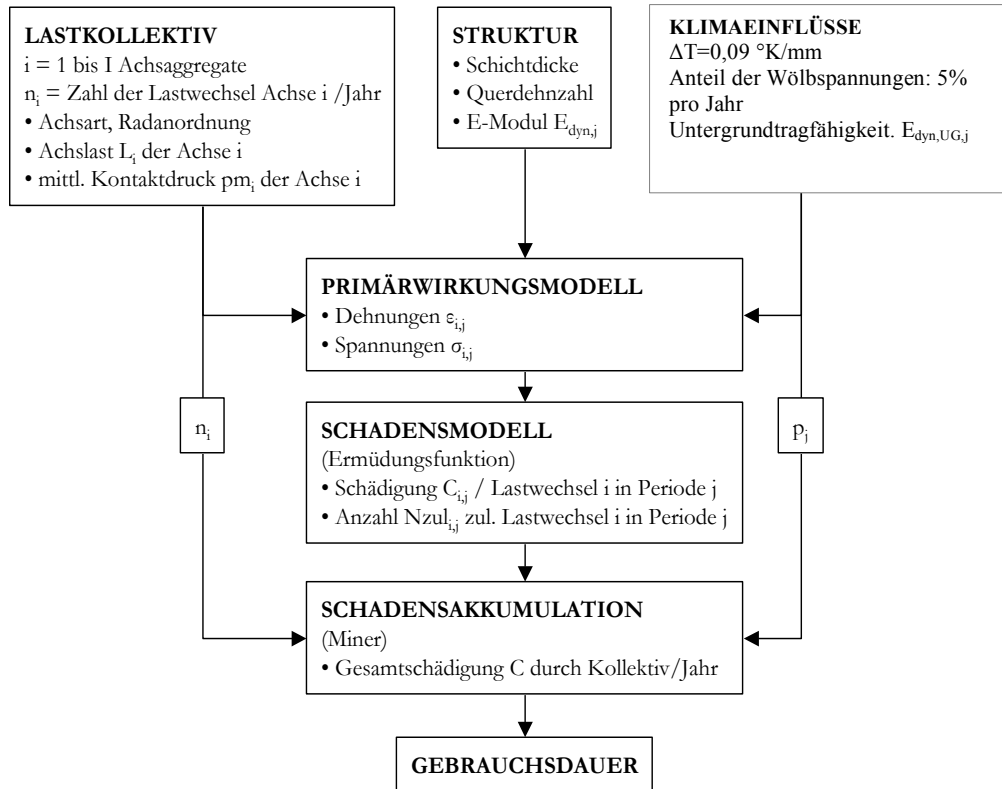


Abbildung 2.3: Berechnungsschema der österreichischen Bemessungsmethode für Straßenoberbauten mit Betondecke

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen können mit Hilfe der in [4] beschriebenen Plattentheorie die maßgeblichen Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) zufolge der Verkehrslast im Straßenoberbau bestimmt werden. Zur Bestimmung der Wölbspannungen kommt die Theorie nach Eisenmann zur Anwendung [10].

Ein Schadensmodell basierend auf der Ermüdungsfunktion in Gleichung (7.2) liefert die Schädigung der Straßenkonstruktion durch das Lastkollektiv, wobei die Teilschädigungen für jede Achse i und jede Jahresteilperiode j gemäß des Superpositionsprinzips über den Bemessungszeitraum aufsummiert werden können und eine technische Gebrauchsdauer ermittelt werden kann. Mit Hilfe der Teilschädigung für die einzelnen Achsaggregate können Achslastäquivalenzfaktoren zur Umrechnung der Schädigungswirkung maßgebender Fahrzeuge in die Schädigungswirkung einer Normachse (100 kN Einzelachse) angegeben

werden. Die Bemessung muss somit nur mehr für diese Normachse durchgeführt werden, wobei die technische Lebensdauer in Normlastwechseln angegeben werden kann.

2.2.6 Methodenkritik

Bei der Ermittlung der maßgeblichen Verkehrsbelastung wird bei der aktuellen Bemessungsmethode das Konzept von Äquivalenzfaktoren herangezogen. Mit Hilfe dieser Äquivalenzfaktoren für Schwerfahrzeuge oder für ein bestimmtes Schwerfahrzeugkollektiv werden äquivalente Übergänge der Normachse und in der Folge die Bemessungsnormlastwechsel ermittelt. Abgeleitet wurden diese Äquivalenzfaktoren bei Litzka et al. [4] durch den Vergleich der rechnerischen Schädigung der einzelnen Fahrzeugtypen bzw. Schwerfahrzeugkollektive mit jener der Normachse von 100 kN.

Die Differenzierung der Äquivalenzfaktoren erfolgte dabei aus praktischen Gründen der Anwendbarkeit in der RVS nicht besonders detailliert. Somit werden beispielsweise alle LKW ohne Anhänger gemeinsam mit einem Äquivalenzwert beschrieben, obwohl das Schädigungsverhalten in Abhängigkeit von der Bauart und der unterschiedlichen Beladungen sehr stark schwanken kann. Der pragmatische Hintergrund für die Anwendung von Äquivalenzfaktoren ist deren einfache Handhabbarkeit bei der Bemessung und die oft fehlende Datengrundlage zur tatsächlichen Zusammensetzung des Schwerverkehrs. Liegen jedoch genauere Daten zur Verkehrszusammensetzung der Fahrzeugklassen des Schwerverkehrs und gegebenenfalls auch deren Achslastverteilungen vor, wie dies im ASFiNAG Netz z.B. aus Mautdaten der Fall ist, gibt die derzeitige Richtlinie dem Anwender keine Möglichkeiten diese zusätzlichen Daten in die Bemessung einfließen zu lassen, um damit das Bemessungsergebnis deutlich zu verbessern.

Durch die Annahme einer unendlich ausgedehnten Platte zur Ermittlung der Primärwirkungen aus Verkehrslast wird der Einfluss der Plattengeometrie vernachlässigt. Die Querkraftübertragung in Querscheinfugen ist in der Bemessung zwar berücksichtigt, ein klarer Zusammenhang zwischen verwendeter Dübelkonfiguration und Wirksamkeit der Fuge konnte jedoch nicht hergestellt werden. Daher sind in RVS 08.17.02 bzw. RVS 08.17.04 fixe Vorgaben bezüglich der Abmessung und der Abstände der Dübel festgelegt.

Zudem wird die Festlegung eines einheitlichen Temperaturgradienten für ganz Österreich, der während 5% des Jahres wirkt, problematisch gesehen. Die Gültigkeit dieser Annahmen ist – auch im Hinblick auf eine Erwärmung des Klimas – zu überprüfen. Außerdem kann dadurch auf lokale klimatische Verhältnisse nur unzureichend genau eingegangen werden.

Des Weiteren können mit den derzeit vorhandenen Instrumentarien mögliche Schichtdickenreduktionen oder verringerte Lebenszykluskosten, die sich beispielsweise durch verbesserte betonmechanische Kennwerte (Ermüdungs- bzw. Festigkeitseigenschaften) erzielen lassen, nicht adäquat beurteilen. In einer überarbeiteten Bemessungsmethode sollte deshalb eine wirtschaftliche, auf Lebenszykluskosten basierende Beurteilungsmethodik vorgesehen sein.

3 ZIELSETZUNG

Die grundsätzlichen Ziele und angestrebten Ergebnisse des gegenständlichen Forschungsvorhabens können aus der ausgeführten Problemstellung und der Methodenkritik an der aktuellen Bemessungsmethodik wie folgt formuliert werden:

- Verbesserte Bewertung der maßgeblichen Verkehrsbelastung durch Implementierung eines Verkehrskollektivs bestehend aus Fahrzeugen mit realen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen. Die Teilschädigungsraten können gemäß der Schadensakkumulationshypothese nach Miner aufsummiert werden. In Abhängigkeit der vorhandenen Datenqualität kann die Bemessung mit einem fiktiven Bemessungskollektiv (basierend auf den Ergebnissen aus Achslastmessungen) oder der am zu bemessenden Straßenabschnitt tatsächlich auftretenden Verkehrszusammensetzung durchgeführt werden.
- Schaffung eines Bewertungshintergrundes durch den Aufbau einer Materialdatenbank für in Österreich häufig eingesetzte Betonsorten. Dadurch können nicht nur statistisch abgesicherte Kenngrößen für die Festigkeitseigenschaften abgeleitet, sondern der Zusammenhang zwischen Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung berücksichtigt werden.
- Validierung der Ansätze des Ermüdungsverhaltens und Auswahl eines geeigneten Ermüdungskriteriums zur Berechnung der maßgeblichen Lebensdauer von Straßenkonstruktionen.
- Entwicklung eines Primärwirkungsmodells, um Spannungen und Dehnungen resultierend aus Verkehrslasten unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung angrenzender Platten zu bestimmen.
- Berücksichtigung des Einflusses der Plattengeometrie.
- Berücksichtigung von Wölbspannungen aufgrund von ungleichmäßiger Erwärmung der Plattenober- und unterseite. Dabei wird das Jahr in Perioden mit annähernd konstanten klimatischen Verhältnissen unterteilt und für jede dieser Perioden charakteristische Werte für die Temperaturgradienten abgeleitet. Außerdem wird eine Klimakarte für Österreich erstellt, die räumlich bedingte Unterschiede im Klima abbilden soll.

- Durch Einführung einer Dübelwirksamkeitszahl kann ein Bewertungshintergrund für die Wirksamkeit der Dübel zur Querkraftübertragung in den Querscheinfugen geschaffen und unterschiedliche Dübelkonfigurationen sowie Fugenarten können miteinander verglichen werden. Diese Methodik kann nicht nur im Rahmen einer Bemessung angewandt werden, sondern ermöglicht auch eine Bewertung des Zustandes von Bestandsfugen.
- Durchführung einer Wirtschaftlichkeitsbewertung auf Basis einer Lebenszykluskostenanalyse unter Einbeziehung von standardisierten Herstellungs- und Maßnahmenkosten.

4 QUERKRAFTÜBERTRAGUNG IN FUGEN

Um eine willkürliche Rissbildung der Betonfahrbahnen durch Schwinden und Temperaturverformungen zu vermeiden, müssen diese mittels Fugen in regelmäßigen Abständen unterteilt werden. Bei der in Österreich gültigen Regelbauweise mit unbewehrten Betondecken wird die Fahrbahn raumfugenlos in Quer- und Längsscheinfugen gegliedert hergestellt. Bei der Herstellung von Scheinfugen wird die Betonplatte nicht in ihrer gesamten Dicke mittels Fugenschnitt getrennt, sondern die noch junge Betondecke in den oberen Zentimetern eingekerbt. Die Betondecke reißt schon nach wenigen Stunden unterhalb der Kerbe auf die volle Plattendicke durch. Es entsteht eine Sollbruchstelle, die ein kontrolliertes Reißen des Betons möglich macht. Über den Riss unterhalb des Kerbschnittes werden durch Rissverzahnung Querkräfte übertragen. Da mit steigender Liegedauer die Rissverzahnung abnimmt und sich dadurch folglich die Querkraftübertragung reduziert, müssen bereits bei mittlerer Verkehrsbelastung Querscheinfugen verdübelt und Längsscheinfugen verankert hergestellt werden. Dübel tragen zur Lastübertragung zwischen benachbarten Betonplatten bei, Anker dienen zur Lagesicherung und verhindern ein Auseinanderwandern der Betondeckenfelder. [11]

4.1 Ausgangssituation

Die zurzeit in Österreich zur Anwendung kommende RVS 08.17.02 [12] beinhaltet Festlegungen zur Art sowie Anzahl der zu verwendeten Dübel in Querscheinfugen. Dabei sind hinsichtlich der möglichen Dübelkonfigurationen keine Informationen enthalten. Um unterschiedliche Dübelkonfigurationen, aber auch Fugenarten miteinander vergleichen zu können, werden eine Dübel- und eine Fugenwirksamkeitszahl entwickelt. Diese Kennzahlen ermöglichen eine Beurteilung der Wirksamkeit verschiedener Dübel- und Fugenarten.

4.2 Methodik zur Berücksichtigung der Querkraftübertragung

4.2.1 Aufbau einer Querscheinfuge gemäß RVS

Gemäß RVS 08.17.02 [12] ist eine Scheinfuge 2,0 mm bis 3,5 mm breit und $0,25$ bis $0,33 \cdot h$ (h = Höhe der Betondecke) tief (siehe Abbildung 4.1). Als Standarddübel werden Rundstahldübel mit einer Länge von 500 mm und einem Durchmesser von 25 mm (oder 10% der Betondeckenhöhe), die vollständig mit einem Korrosionsschutz beschichtet oder mit einem Kunststoffmantel umgeben sind, verwendet. Alle Dübel sind mittig anzuordnen und um eine bestmögliche Wirksamkeit der Fuge zu gewährleisten in ihrer Lage zu sichern. [12], [11]

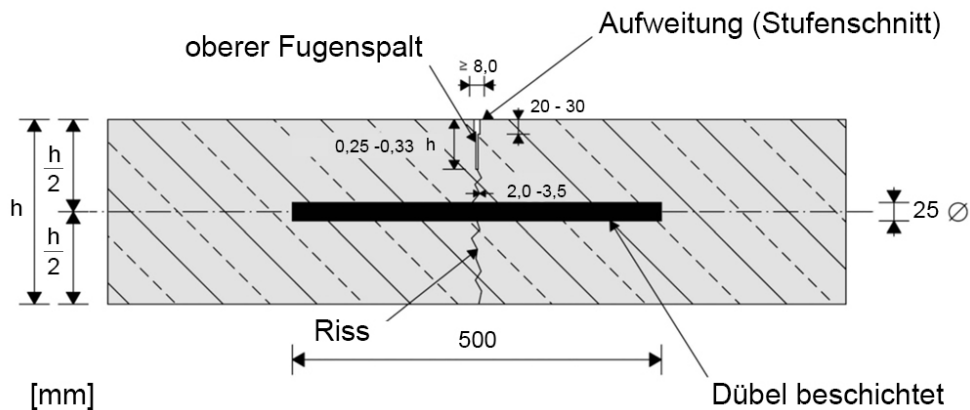


Abbildung 4.1: Scheinfuge gemäß RVS 08.17.02 [12]

4.3 Finite Elemente Modell zu Abschätzung einer Dübelwirksamkeitszahl sowie Fugenwirksamkeitszahl

4.3.1 Allgemeines zu den Finite Elemente Modellen

Die Untersuchungen der Querkraftübertragung erfolgten mit dem finiten Elemente Programm ABAQUS der Firma Simulia. Dazu wurden unterschiedliche FE-Modelle erstellt, die sich anhand der Einbindelänge, der Dübeldurchmesser und der angesetzten Reibung unterschieden.

Die Modelle dienen einerseits zur Implementierung der Dübelwirksamkeitszahl (DWZ) in ein weiteres FE-Modell um in weiterer Folge die Fugenwirksamkeitszahl zu bestimmen, andererseits zur Berücksichtigung der Querkraftübertragung im Primärwirkungsmodell.

4.3.2 Definition der Dübelwirksamkeitszahl

Um die Querkraftübertragung an Querscheinfugen zu beschreiben wird die sogenannte Dübelwirksamkeitszahl (DWZ) eingeführt. Die Dübelwirksamkeitszahl (DWZ) entspricht einer äquivalenten Federsteifigkeit, die mit Hilfe des in Abbildung 4.3 dargestellten Systems ermittelt werden kann. Um die Dübelwirksamkeitszahl zu erhalten, werden die aufgebrachte Radlast F (siehe Abbildung 4.2) und die dadurch resultierende Vertikalverschiebung w gegenübergestellt (siehe Formel (4.1)).

$$DWZ = \frac{F}{w} [N / mm] \quad (4.1)$$

mit

DWZ ... Dübelwirksamkeitszahl [N/mm],

F ... Radlast [N],

w ... vertikale Verschiebung [mm].

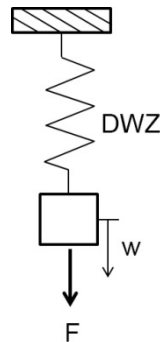


Abbildung 4.2: Definition von DWZ

Die Größe der ermittelten Dübelwirksamkeitszahl hängt dabei von folgenden Faktoren ab

- Reibungskoeffizient zwischen dem Dübel und den Dübel umschließendem Beton
- Durchmesser der Dübel
- Dübel Steifigkeit
- Einbindelänge der Dübel.

Im Rahmen einer Parameterstudie wurde der Einfluss dieser Parameter untersucht (siehe Kapitel 4.4). Die Steifigkeit der Dübel wurde konstant mit 210 GPa (E - Modul Stahl) angesetzt.

Das dazu entwickelte 3D FE-Modell (siehe Abbildung 4.3) besteht aus zwei aneinandergrenzenden Betonplattenelementen, die über Dübel und Rissverzahnung die in der Platte wirkenden Querkräfte in die angrenzenden Platten übertragen. Um die Querkraftübertragung in Scheinfugen zu analysieren, wurden bewusst kleine Abmessungen ($L/B/H = 850/700/250$ mm) der Elemente gewählt. Die beiden Betonplatten waren durch eine Fuge voneinander getrennt und sind durch einen mittig angeordneten Dübel miteinander verbunden. Um die Rissverzahnung zu modellieren, wurde die Reibung zwischen den Betonplatten zunächst mit $\mu = 0,6$ angenommen. Um jedoch die Querkraftübertragung über Dübel isoliert betrachten zu können, wurde für alle weiteren Berechnungen die Reibung zwischen den Betonplatten mit $\mu = 0,01$ (faktisch reibungslos) angesetzt.

Während die unbelasteten Betonelemente vertikal sowie horizontal (in x-, y-, und z - Richtung) unverschieblich gelagert waren, waren an der belasteten Platte Verschiebungen in vertikaler (in y – Richtung) Richtung möglich.

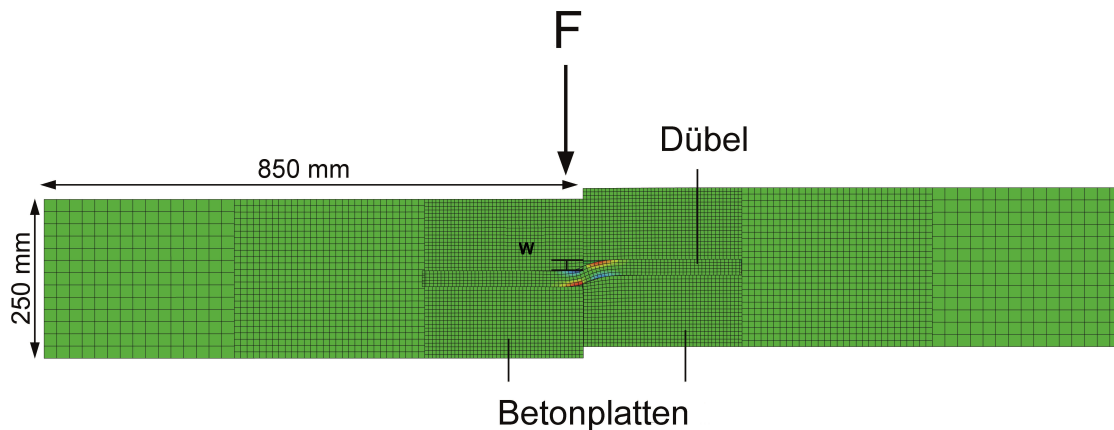


Abbildung 4.3: Finite Element Modell zur Bestimmung der DWZ

4.3.3 Definition der Fugenwirksamkeitszahl

Die Bemessungstheorie nach Westergaard unterscheidet drei verschiedene Lastfälle, Lastfall Plattenmitte, Lastfall Plattenrand und Lastfall Plattenecke. Die Ermittlung der Einsenkung ist bei allen drei Lastfällen möglich, wobei die Einsenkung am Plattenrand um den Faktor 3,46 größer ist als jene beim Lastfall Plattenmitte. Um die Einsenkung einer Querscheinfuge zu ermitteln, müssen neben der Wirkung der Rissverzahnung, die vorhandenen Dübel in Betracht gezogen werden. Durch deren Mitwirkung werden die Querkräfte von der belasteten Platte auf die Nachbarplatte übertragen und folglich die Einsenkungen reduziert. Die Wirksamkeit der Quersfugen ergibt sich aus der Einsenkung des belasteten Fugenrandes u_{belastet} und der Einsenkung des unbelasteten Fugenrandes $u_{\text{unbelastet}}$ und kann mit der Formel (4.2) berechnet werden.

$$W = \frac{2u_{\text{unbelastet}}}{u_{\text{belastet}+u_{\text{unbelastet}}}} 100[\%] \quad (4.2)$$

mit

$$u_{\text{belastet}} = 3,46 \frac{F}{8kl^2} [\text{mm}] \quad (4.3)$$

und

$$l = \left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k} \right)^{0,25} [\text{mm}] \quad (4.4)$$

mit

W ... Wirksamkeitsindex [%],

u_{belastet} ... Einsenkung des belasteten Fugenrandes [mm],

$u_{\text{unbelastet}}$... Einsenkung des unbelasteten Fugenrandes [mm],

F ... Radlast [N],

k ... Bettungsmodul [N/mm³],

l ... elastische Länge [mm],

E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²]

h ... Dicke der Betondecke [mm],

ν ... Querdehnungszahl [-].

Die Querkraftübertragung beträgt in etwa die Hälfte des Wirksamkeitsindex der Quertugen. Ein Wirksamkeitsindex von 100% würde eine vollständige Querkraftübertragung bedeuten, die Einsenkung des belasteten Fugenrandes und des unbelasteten Fugenrandes wären ident. Bei einem Wirksamkeitsindex von 0% herrscht keine Querkraftübertragung, es werden keine Querkräfte auf die benachbarten Platten übertragen, die Einsenkung des unbelasteten Fugenrandes ist gleich Null. Nach Eisenmann und Leykauf [10] kann bei verdübelten Fugen auch nach einer über 30-jährigen Verkehrslasteinwirkung von einem Wirksamkeitsindex von mindestens 80% ausgegangen werden. [10]

Basierend auf der Theorie nach Westergaard wurde die Fugenwirksamkeitszahl FWZ definiert. Dadurch ist es möglich die Wirksamkeit der Querscheinfugen unter Berücksichtigung der DWZ zu berechnen. FWZ ist definiert als das Verhältnis der Schubspannungen am belasteten Fugenrand und der Schubspannungen am unbelasteten Rand.

$$FWZ = \frac{\tau_{belastet}}{\tau_{unbelastet}} [-] \quad (4.5)$$

mit

FWZ ... Fugenwirksamkeitszahl [-],

$\tau_{belastet}$... Schubspannungen am belasteten Fugenrand [N/mm^2],

$\tau_{unbelastet}$... Schubspannungen am unbelasteten Fugenrand [N/mm^2].

In einem weiteren FE-Modell (siehe Abbildung 4.4), welches aus zwei auf einer elastischen Bettung gelagerten Betonplatten besteht wird anhand der zuvor ermittelten Dübelwirksamkeitszahl die Wirksamkeit der Fuge zwischen den Platten bestimmt. Dabei werden die in der Platte vorhandenen Dübel durch eine vertikale Feder mit einer äquivalenten Federsteifigkeit in der Höhe der DWZ ersetzt. Das Modell liefert als Ergebnis die maximale Verschiebung der belasteten sowie unbelasteten Platte. Zudem können sowohl die vorhandenen Schubspannungen, als auch Querkräfte entlang der Fuge bestimmt werden. Durch Gegenüberstellen der ermittelten Schubspannungen kann die Fugenwirksamkeitszahl berechnet werden.

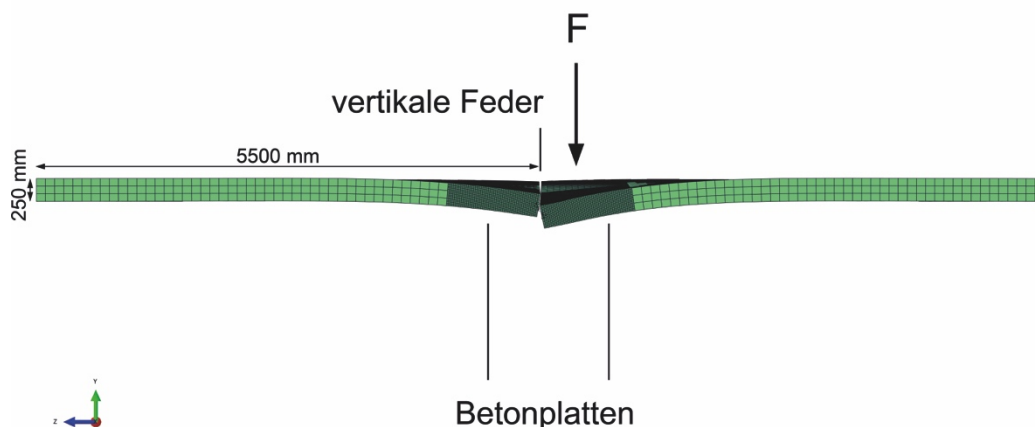


Abbildung 4.4: Finite Elemente Modell zur Bestimmung von FWZ

Mit dieser Methode kann außerdem die Wirksamkeit von bestehenden Fugen mittels Fallgewichtsdeflektometer (FWD) bewertet werden. Dabei simuliert das FWD mittels einer dynamischen Lastplatte den Überrollvorgang eines Fahrzeuges und zeichnet gleichzeitig die dadurch verursachten Verformungen sowohl des belasteten, als auch des unbelasteten Plattenrandes auf. [13]

4.4 Parameterstudie

In der bei der Betondeckenherstellung zur Anwendung kommenden RVS 08.17.02 sind lediglich Angaben zu Standarddübeln in Scheinfugen gegeben, Informationen zu unterschiedlichsten Dübelkonfigurationen fehlen. Um Planern, ausschreibenden Stellen aber auch ausführenden Baufirmen die Möglichkeit zu bieten, von der Standardbauweise abweichende Dübelkonstruktionen zu bewerten, wurde die Dübelwirksamkeitszahl zur Berücksichtigung der Querkraftübertragung in der Bemessungsmethodik implementiert. Um die Auswirkungen dieser Kenngröße zu untersuchen, wurden einige Parameterstudien durchgeführt:

4.4.1 Einfluss der Reibung zwischen Dübel und Betonplatte

In einer ersten Modellvariante wurde die Reibung zwischen Dübel und dem Dübel umgebenden Beton untersucht. Dabei wurde die in Österreich als Standarddübel (L500, Ø25 mm) eingesetzte Dübelvariante untersucht. Um den Einfluss der Rissverzahnung entlang der Fuge zu eliminieren wurde ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,01$ angenommen. Die Ergebnisse der Finiten Elemente Analyse liefern einen linearen Zusammenhang zwischen Reibungskoeffizient und der Dübelwirksamkeitszahl DWZ (siehe Abbildung 4.5). Je größer die Reibung desto stärker wirkt die Konstruktion als Ganzes und weist somit eine größere äquivalente Steifigkeit auf. Da jedoch Reibungskoeffizienten größer als 0,5 auf Grund der glatten Oberfläche von Dübeln unrealistisch sind und der Unterschied in der resultierenden DWZ bei einer realistischen Reibung zwischen $\mu = 0,2$ und $\mu = 0,5$ nur etwa 8% beträgt, werden keine weiteren Untersuchungen zur Variation der Reibung zwischen Dübel und dem Dübel umgebenden Beton durchgeführt. Zudem können bei geringerer Reibung zwischen Dübel und dem Dübel umgebendem Beton Temperaturspannungen besser abgebaut werden, da die Platten in ihrer Bewegung weniger behindert werden. Alle weiteren Berechnungen wurden mit einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,01$ durchgeführt und so den Einfluss der Reibung zwischen Dübel und Dübel umgebenden Beton als minimal angesetzt. Dabei liegt man in Hinblick auf die vorhandene DWZ auf der sicheren Seite.

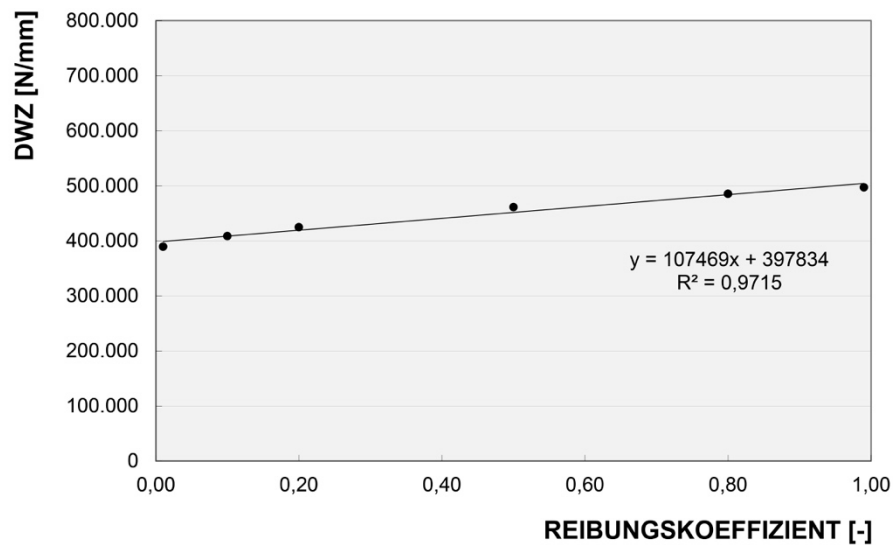


Abbildung 4.5: Dübelwirksamkeitszahl DWZ in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizienten zwischen Dübel und Beton

4.4.2 Einfluss des Dübeldurchmessers

Viele Dübelhersteller bieten neben dem üblichen Standarddübel (L500, $\varnothing 25$ mm) zahlreiche andere Dübeldimensionen an. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, verschiedenste Dübelkonfigurationen miteinander zu vergleichen und zu untersuchen. In weiteren FE-Modellen wurde die Dübelwirksamkeitszahl für Dübel mit einer Länge von 500 mm und Durchmessern von 16, 20, 25, 32 und 40 mm für eine Betondecke mit der Dicke von $d = 250$ mm berechnet. Die Ergebnisse können der Abbildung 4.6 entnommen werden. Im Falle von sehr kleinen Dübeldurchmessern kann es zum Überschreiten der Schubspannungen im Beton (Querzugspannung infolge des Lochleibungsdrucks) auf der Oberseite der Dübel kommen.

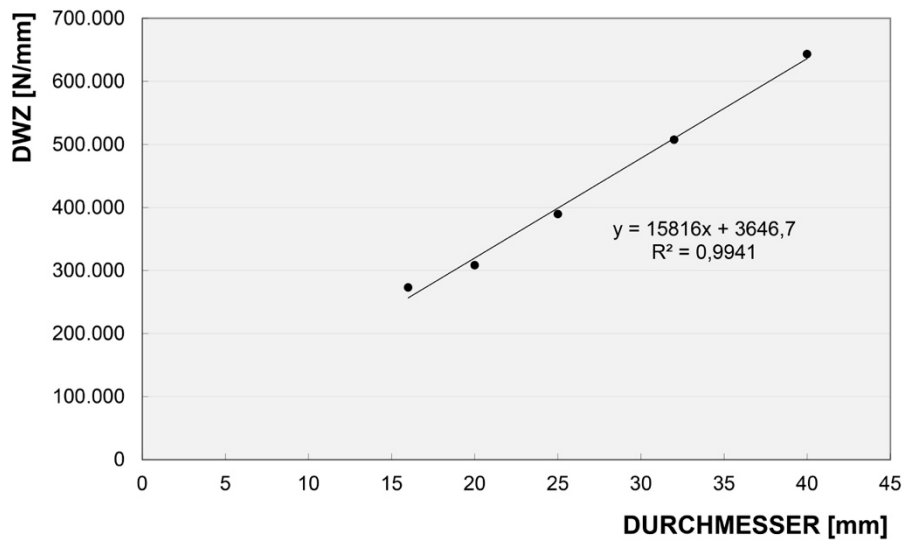


Abbildung 4.6: Dübelwirksamkeitszahl abhängig vom Dübeldurchmesser

4.4.3 Einfluss der Plattendicke

Da sich die Dübelwirksamkeitszahl nicht nur mit dem Durchmesser der Dübel ändert, sondern auch von der Dicke der Betondecke abhängig ist, wurde dieser Einfluss in weiteren FE Modellen untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass die Dicke der Betondecke (für übliche Betondeckendicken) keine maßgeblichen Auswirkungen auf die Dübelwirksamkeitszahl hat und als vernachlässigbar klein gesehen werden kann. Abbildung 4.7 zeigt die Dübelwirksamkeitszahl für verschiedene Durchmesser für unterschiedliche Betondeckendicken.

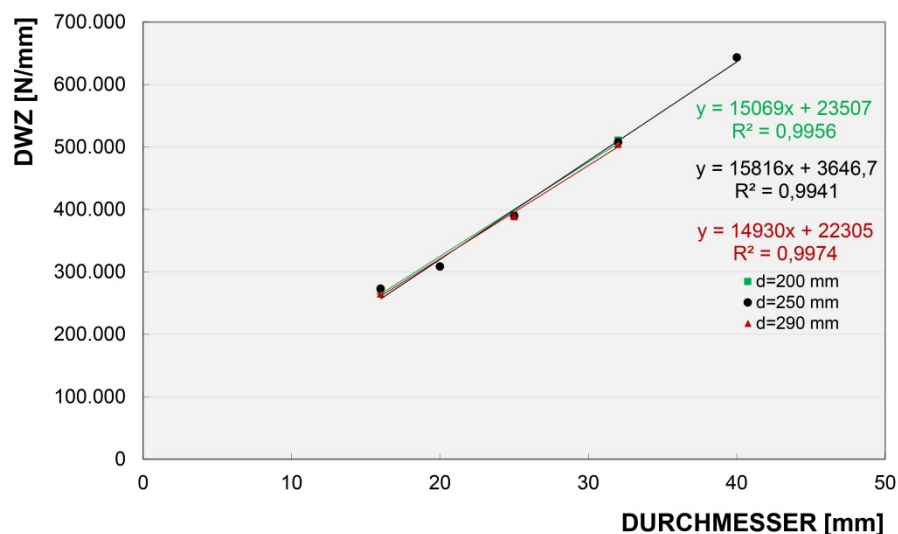


Abbildung 4.7: DWZ in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser für unterschiedliche Plattendicken

4.4.4 Einfluss der Belastung

Sowohl bei den Parameterstudien der Reibung zwischen Dübel und dem Dübel umgebendem Beton als auch bei der Variation der Dübeldurchmesser wurde stets von einer Normachslast gemäß RVS 03.08.63 [1] von 100 kN ausgegangen. Ziel dieser Forschungsarbeit war es nicht nur das Materialverhalten (Festigkeits- und Ermüdungseigenschaften) der tatsächlich eingesetzten Betone zu berücksichtigen, sondern auch die Möglichkeit realistische verkehrliche Beanspruchungen zu implementieren. Aus diesem Grund wurde die Belastung am Beispiel eines Standarddübels (L500, Ø25 mm) variiert und der Einfluss der Belastung auf die Verschiebung analysiert.

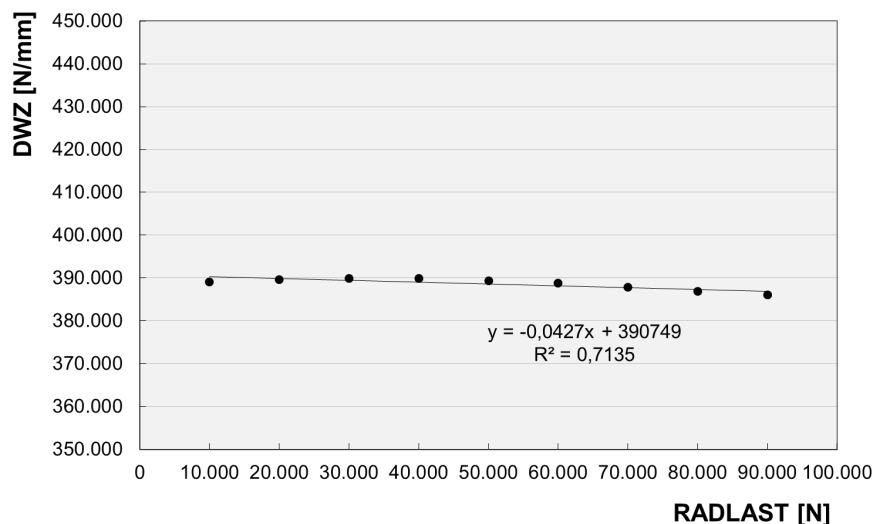


Abbildung 4.8: Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Radlast

Zunächst wurde der Einfluss der angesetzten Reibung ($\mu = 0,6$ und $\mu = 0,01$) zwischen den beiden Betonplatten untersucht (siehe Kapitel 4.4.1). Eine höhere Reibung zwischen den Platten führt auf Grund der größeren Gesamtsteifigkeit des Systems zu einer höheren Dübelwirksamkeitszahl. Um den Einfluss der Belastung auf die Verschiebungen unabhängig von der Reibung zwischen den Betonplatten betrachten zu können, wurde für alle Berechnungen die Reibung mit $\mu = 0,01$ angesetzt. Der Zusammenhang zwischen Belastung und Dübelwirksamkeitszahl ist in Abbildung 4.8 dargestellt. Mittels folgender Formel kann die Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Belastung ermittelt werden.

$$DWZ = -0,0427F + 390749 [N / mm] \quad (4.6)$$

Dabei ist

DWZ ... Dübelwirksamkeitszahl [N/mm],

F ... Radlast [N].

Der Zusammenhang ist nur für den Standarddübel (L500, $\varnothing 25$ mm) und einer Reibung zwischen den Platten von $\mu = 0,01$ gültig.

4.4.5 Einfluss der Einbindelänge

Im Rahmen eines an der Technischen Universität München durchgeführten Forschungsprojektes, wurde bereits der Einfluss reduzierter Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der Fugenkonstruktion bei Betonstraßen [14] untersucht. Untersuchungen mittels der FE-Methode anhand kleiner Probekörper mit nur einem Dübel, als auch an Modellen mit Abmessungen realer Betonplatten wurden durchgeführt. Diese Modelle ermöglichten die Berechnung von Verformungen sowie Spannungen in Abhängigkeit von der Dübeleinbindelänge. In den gegenständlichen Untersuchungen können diese Ergebnisse bestätigt werden. Dübeleinbindelängen größer 100 mm haben keinen wesentlichen Einfluss auf die Wirksamkeit der Querkraftübertragung, Dübeleinbindelängen kleiner 100 mm verursachen jedoch einen signifikanten Anstieg der Spannungen und Relativverschiebungen. Abbildung 4.9 zeigt ein Abfallen der Dübelwirksamkeitszahl bei reduzierten Dübeleinbindelängen.

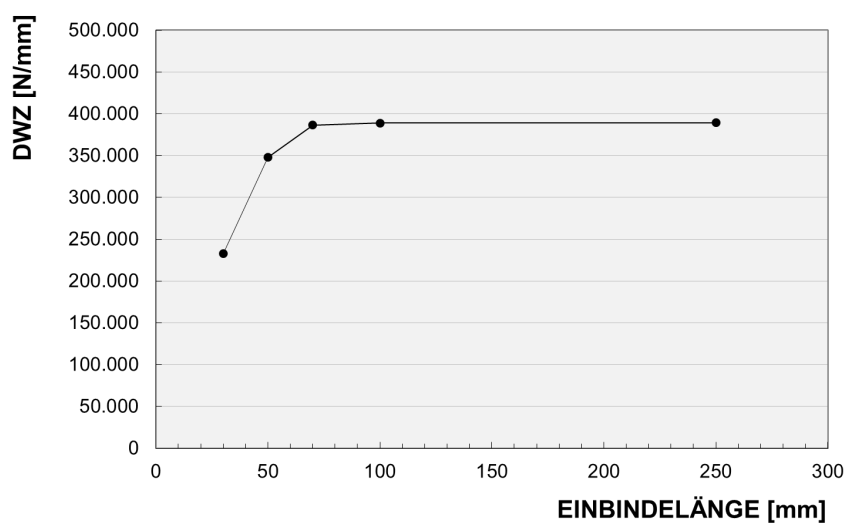


Abbildung 4.9: Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Einbindelänge

4.4.6 FE Modellierung unterschiedlicher Fugenkonstruktionen

Um den Einfluss von Art und Ausführung der unterschiedlichen Fugenkonstruktionen einzuschätzen, wurden die für Österreich üblichen Fugenkonstruktionen modelliert und jeweils die Dübelwirksamkeitszahl berechnet. Dabei wurden Pressfugen, Raumfugen, Scheinfugen und Platten mit freiem Rand miteinander verglichen (siehe Abbildung 4.10).

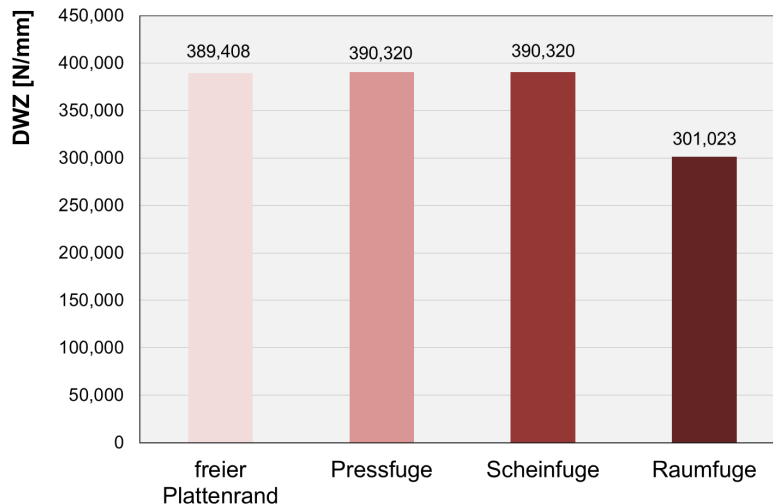


Abbildung 4.10: Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Fugenart

4.4.7 Einfluss des Dübelabstandes auf die Fugenwirksamkeitszahl

Nicht nur der Dübeldurchmesser, sondern auch der Abstand zwischen den Dübeln hat einen Einfluss auf die Wirksamkeit der Querkraftübertragung in Querscheinfugen. Um diesen Einfluss zu untersuchen, wurde der Abstand zwischen den Dübeln variiert. Dabei wurde die Dübelwirksamkeit des Standarddübels (L500, $\varnothing 25$ mm) verwendet. Mittels der Formel (4.2) wurde der Wirksamkeitsindex W nach der Theorie von Westergaard für Dübelabstände von 200, 300, 400, 500 und 600 mm berechnet. Abbildung 4.11 zeigt, dass mit steigendem Dübelabstand, die Relativverschiebung Δu_{\max} ($\Delta u_{\max} = u_{\text{belastet}} - u_{\text{unbelastet}}$) unterhalb des Belastungspunktes zunimmt und der Wirksamkeitsindex W abnimmt (siehe Abbildung 4.12). Die Relativverschiebung entlang der belasteten Fugen ist in Abbildung 4.13 dargestellt.

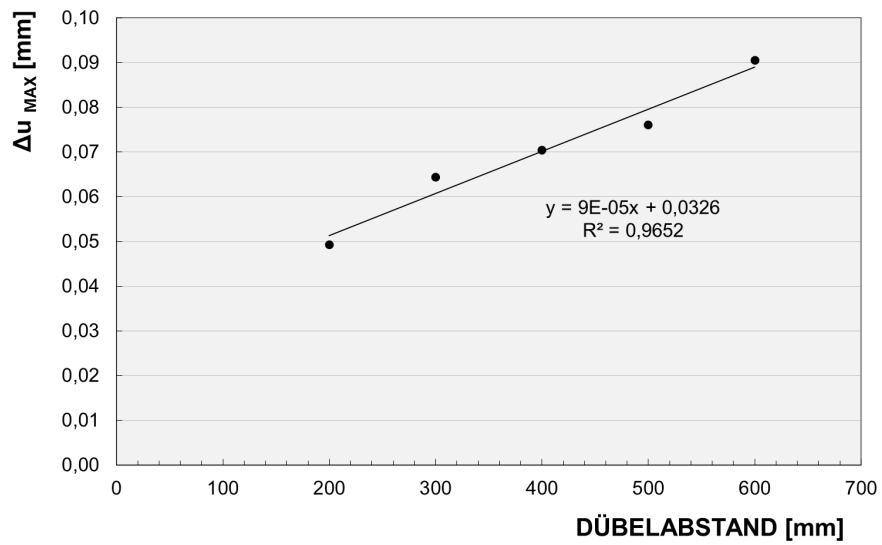


Abbildung 4.11: Relativverschiebung in Abhängigkeit vom Dübelabstand

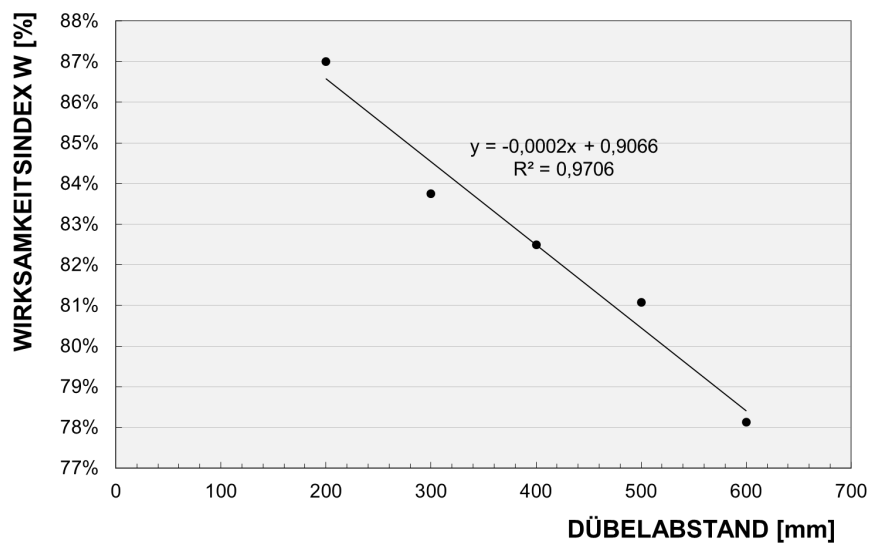


Abbildung 4.12: Wirksamkeitsindex in Abhängigkeit vom Dübelabstand

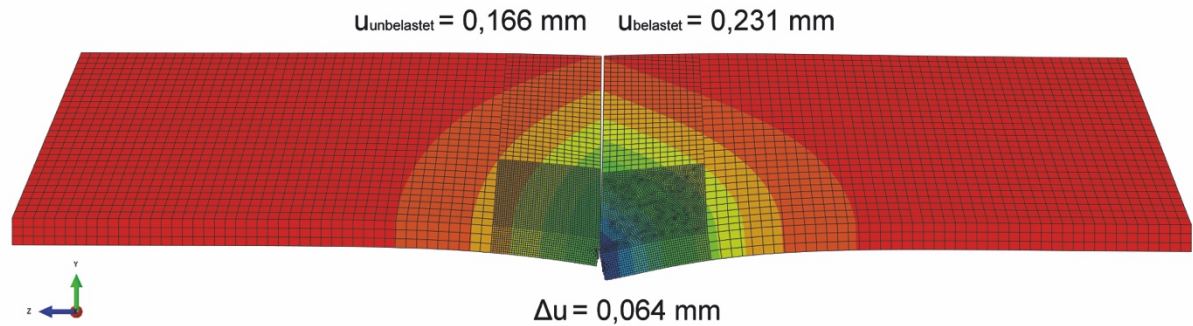


Abbildung 4.13: Verschiebung entlang der Querscheinfuge für einen Dübelabstand von 300 mm, bei $F = 50 \text{ kN}$ und $k = 0,1$; berechnet mit dem FE-Programm ABAQUS

Um die Fugenwirksamkeitszahl FWZ zu berechnen, wurden die Schubspannungen des unbelasteten Fugenrandes $\tau_{\text{unbelastet}}$ mit den Schubspannungen des belasteten Fugenrandes τ_{belastet} verglichen. Die Abbildung 4.14 und die Abbildung 4.15 zeigen die Ergebnisse der ABAQUS Berechnungen. Anhand Abbildung 4.14 können die relativen Schubspannungen $\Delta\tau$

$$\Delta\tau = \tau_{\text{belastet}} - \tau_{\text{unbelastet}} \quad (4.7)$$

mit

$\Delta\tau$... relative Schubspannung [N/mm^2],

τ_{belastet} ... Schubspannungen am belasteten Fugenrand [N/mm^2],

$\tau_{\text{unbelastet}}$... Schubspannungen am unbelasteten Fugenrand [N/mm^2]

für unterschiedliche Dübelabstände abgelesen werden. Es kann angenommen werden, dass mit abnehmendem Dübelabstand auch die Schubspannungen und Durchbiegungen abnehmen. Die neu eingeführte Fugenwirksamkeitszahl FWZ hingegen, steigt mit abnehmendem Dübelabstand (siehe Abbildung 4.15). Daraus kann geschlossen werden, dass sich durch eine Reduktion des Dübelabstandes eine effektive Möglichkeit bietet, die relativen Schubspannungen sowie die Durchbiegungen zu minimieren.

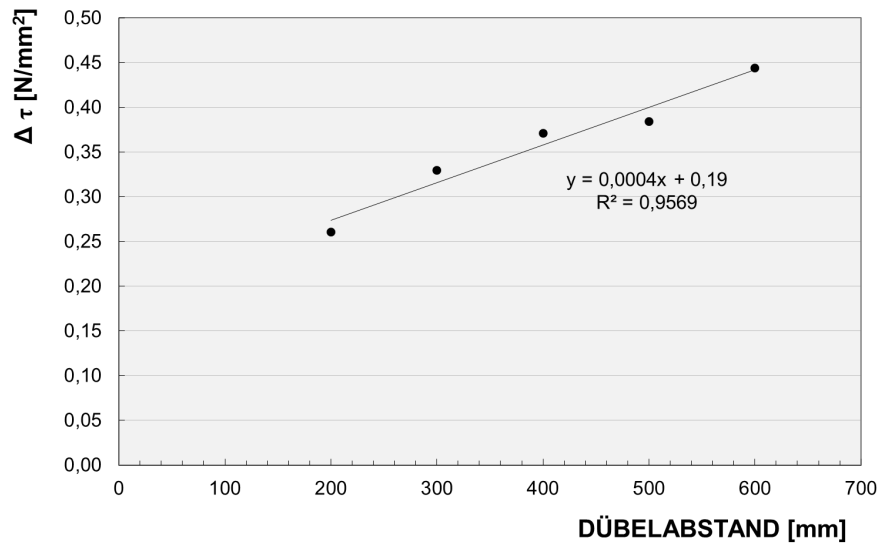


Abbildung 4.14: Schubspannungen in Abhängigkeit vom Dübelabstand

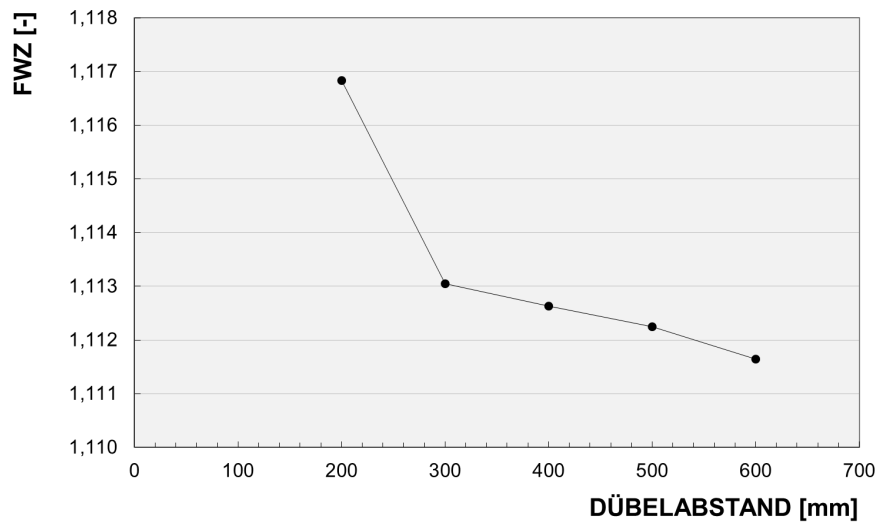


Abbildung 4.15: Fugenwirksamkeitszahl in Abhängigkeit vom Dübelabstand

5 TEMPERATURVERTEILUNG IN BETONDECKEN

Bei ungleichmäßiger Temperaturänderung ist grundsätzlich zwischen der Erwärmung und der Abkühlung von oben zu unterscheiden. Durch ungleichmäßige Erwärmung von oben werden Spannungen in der Betonplatte induziert, wodurch sich die Plattenmitte hochwölbt. Das Eigengewicht wirkt dieser Krümmung entgegen und verursacht ein Biegemoment, das an der Plattenunterseite Biegezugspannungen erzeugt. Durch die Abkühlung von oben kommt es zum Aufschüsseln der Plattenecken und daher zu Zugspannungen, die allerdings um 60% kleiner als bei einer Erwärmung von oben sind und somit können unberücksichtigt bleiben können [11].

Um die Spannungen infolge Temperaturbeanspruchung untersuchen zu können, ist die Kenntnis der realen Temperaturverteilung über die Dicke der Betonplatte notwendig. Aus den Temperaturganglinien werden Temperaturgradienten abgeleitet, die als Eingangsgrößen zur Berechnung der Wölbspennungen dienen. In der aktuellen österreichischen Dimensionierungsmethode wird von einem über das Jahr konstanten Temperaturgradienten ausgegangen, wodurch tatsächlich auftretende Wölbspennungen unter- bzw. überschätzt werden können. Eine Verbesserung dieses Ansatzes kann durch Untersuchung der realen Temperaturverteilung und der Wölbspennungen erzielt werden.

Das folgende Kapitel befasst sich mit der Untersuchung der Temperaturverteilung mittels Differenzenverfahrens, der Validierung dieses Verfahrens und mit der Ermittlung der Wölbspennungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben.

5.1 Differenzenverfahren – Berechnungsansatz

Das Differenzenverfahren basiert auf der Fourierschen Differentialgleichung für die Wärmeleitung (siehe Gleichung (5.1)), die die instationäre, eindimensionale und ebene Wärmeströmung in festen Körper charakterisiert.

$$\frac{dT}{dt} = a_T \frac{d^2T}{dx^2} \quad (5.1)$$

mit

T ... Temperatur [K],

t ... Zeit [h],

a_T ... Temperaturleitzahl [cm²/h],
 x ... Ortskoordinate [cm].

Wenn die Schichtdicke einer Straßenoberbaukonstruktion (Tiefe x), sowie die Zeit t in kleine, endliche Intervalle (Δt) unterteilt werden, kann der Temperaturverlauf zum Zeitpunkt k_T+1 bei bekanntem Temperaturverlauf zum Zeitpunkt k_T berechnet werden (siehe Abbildung 5.1).

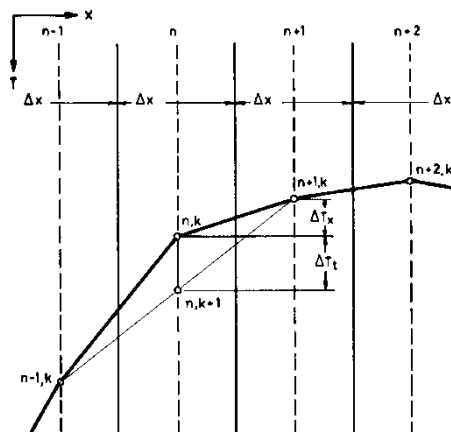


Abbildung 5.1: Konstruktion des Differenzenverfahrens [15]

Die Temperaturen können schrittweise ermittelt werden, wenn der Oberflächentemperaturgang bekannt ist und das Anfangstemperaturprofil in einem Straßenkörper gegeben ist. Dies lässt sich durch folgende Differentialgleichung darstellen:

$$T_{n_x, k_T+1} = a_T \frac{\Delta t}{\Delta x^2} (T_{n_x+1, k_T} - 2T_{n_x, k_T} + T_{n_x-1, k_T}) + T_{n_x, k_T} \quad (5.2)$$

T_{n_x, k_T} ... Temperatur an der Tiefenposition n_x zum Zeitpunkt k_T [K],
 n_x ... Tiefenposition [cm],
 k_T ... Zeitpunkt [h],
 a_T ... Temperaturleitzahl [cm²/h],
 Δt ... Zeitintervall [h],
 Δx ... Abstand der Tiefenpositionen [cm].

Bei unbekanntem Oberflächentemperaturgang gilt folgende Differentialgleichung:

$$T_{1,k_T+1} = a_T \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \left[T_{2,k_T} - 2T_{1,k_T} - \frac{T_{L,k_T}^* - T_{O,k_T}}{\alpha_{k_T}} \left(\frac{\lambda}{\alpha_{k_T}} - \frac{\Delta x}{2} \right) \right] + T_{1,k_T} \quad (5.3)$$

mit

- T_{1,k_T+1} ... Temperatur an der Tiefenposition 1 zum Zeitpunkt k_T+1 [K],
 a_T ... Temperaturleitzahl [cm²/h],
 Δt ... Zeitintervall [h],
 Δx ... Abstand der Tiefenpositionen [cm],
 T_{n_x,k_T} ... Temperatur an der Tiefenposition n_x zum Zeitpunkt k_T [K],
 T_{L,k_T}^* ... fiktive Lufttemperatur zum Zeitpunkt k_T [K],
 T_{O,k_T} ... Temperatur an der Straßenoberfläche zum Zeitpunkt k_T [K],
 λ ... Wärmeleitzahl [W/(m·K)],
 α_{k_T} ... Wärmeübergangszahl zum Zeitpunkt k_T [W/(m²·K)].

Die Oberflächentemperatur ergibt sich dabei aus:

$$T_{O,k_T+1} = - \frac{T_{L,k_T+1}^* - T_{1,k_T+1}}{\left(\frac{\lambda}{\alpha_{k_T+1}} + \frac{\Delta x}{2} \right)} + T_{L,k_T+1}^* \quad (5.4)$$

mit

- T_{O,k_T+1} ... Temperatur der Straßenoberfläche zum Zeitpunkt k_T+1 [K],
 T_{L,k_T+1}^* ... fiktive Lufttemperatur zum Zeitpunkt k_T+1 [K],
 T_{1,k_T+1} ... Temperatur an der Tiefenposition 1 zum Zeitpunkt k_T+1 [K],
 λ ... Wärmeleitzahl [W/(m·K)],
 α_{k_T+1} ... Wärmeübergangszahl zum Zeitpunkt k_T+1 [W/(m²·K)],
 Δx ... Abstand der Tiefenpositionen [cm].

Das Verfahren wurde ursprünglich von Krebs [15] entwickelt und weiter von Wistuba [16] zur Berechnung der Temperaturverteilung in Asphaltstraßen in Österreich angewandt.

Mit Hilfe der Gleichungen (5.2), (5.3) und (5.4) wurde das Differenzenverfahren softwaretechnisch (FEAP, EXCEL) für die Berechnung der Temperaturverteilung im Asphaltkörper bei unbekanntem Oberflächentemperaturgang umgesetzt. Eine Validierung des Verfahrens mittels realen Messungen der Temperatur wurde ebenfalls durchgeführt.

Dieses Verfahren wurde im Rahmen des Projekts optimiert und angepasst, damit die Temperaturverteilung und die Temperaturgradienten in Betondecken vorhergesagt werden können. Folgende Eingangsgrößen sind für die Simulation notwendig:

- Untergrundtemperatur (siehe Tabelle 5.1),
- Lufttemperatur,
- Windgeschwindigkeit,
- Sonneneinstrahlung,
- Anfangstemperaturprofil,
- thermophysikalische Materialkennwerte, sowie
- programmtechnische Vorgaben, wie die Anzahl der Iterationen und die Schrittweite.

Tabelle 5.1: Untergrundtemperatur in 2 m Tiefe in Abhängigkeit vom Zeitraum [16]

Periode	Zeitraum	Bodentemperatur in 2 m Tiefe [°C]
1	16. Dezember bis 15. März	7,6
2	16. März bis 15. Mai	6,3
3	16. Mai bis 15. Juni	8,7
4	16. Juni bis 15. September	12,3
5	16. September bis 15. Oktober	14,4
6	16. Oktober bis 15. Dezember	12,1

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Simulation der Temperaturverteilung für den Zeitraum 2004 - 2009 mit Daten einer meteorologischen Station in Gänserndorf sowie ihre Auswertung vorgestellt.

Abbildung 5.2 zeigt eine typische Temperaturverteilung als Ergebnis der durchgeführten Simulationen mit Messwerten der Lufttemperatur und der Windgeschwindigkeit. Dabei stellen die farbigen Linien stündliche Temperaturverteilungen einer 25 cm dicken Betonplatte dar. Die Abbildung rechts macht den Unterschied zwischen den Nacht- (blau) und Tagesprofilen

(rot) deutlich. Es ist zu beachten, dass bei einem flachen Verlauf der Temperatur die höchsten Temperaturgradienten auftreten.

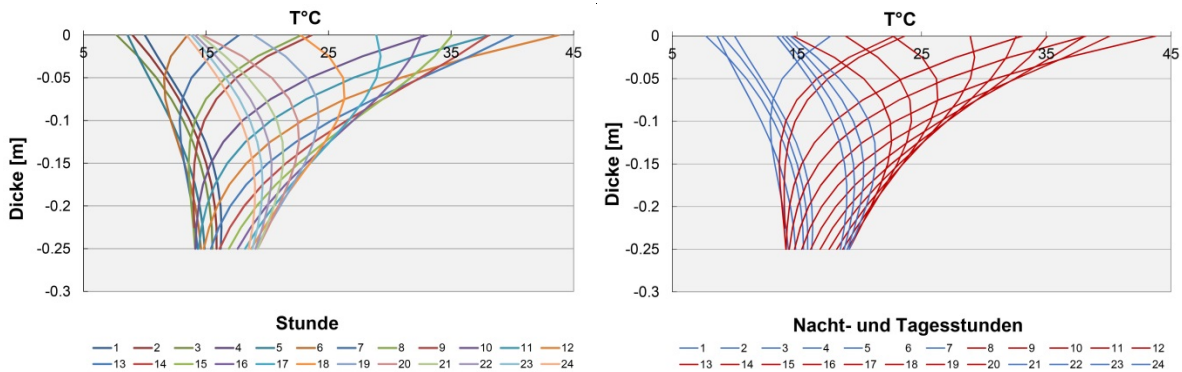


Abbildung 5.2: Temperaturverteilung Station Gänserndorf (24.05.2008) Periode 3, rechts Nacht- und Tagesstunden (stündliche Temperaturprofilen)

Aus den ermittelten Temperaturverteilungen werden die, für die Bestimmung der Spannungen infolge der Temperaturbelastung (Wölbspannungen) benötigten, Temperaturgradienten abgeleitet. Ein Temperaturgradient ΔT in K/mm ist gleich der Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite der Betondecke, geteilt durch die Dicke in mm.

Die Analyse der verschiedenen Temperaturgradienten der Station Gänserndorf zeigt, dass im Jahr 2009 der Anteil der negativen Temperaturgradienten 59% betrug. Die negativen Temperaturgradienten, die von den Temperaturen unter 0 °C im Winter (Periode 6, Abbildung 5.3-b) beeinflusst werden, sind jedoch nicht maßgebend für die maximalen Wölbspannungen. Eine größere Bedeutung haben die größten (positiven) Temperaturgradienten (0,10-0,30 K/mm), die in den Sommermonaten (Periode 4, Abbildung 5.3-c) auftreten.

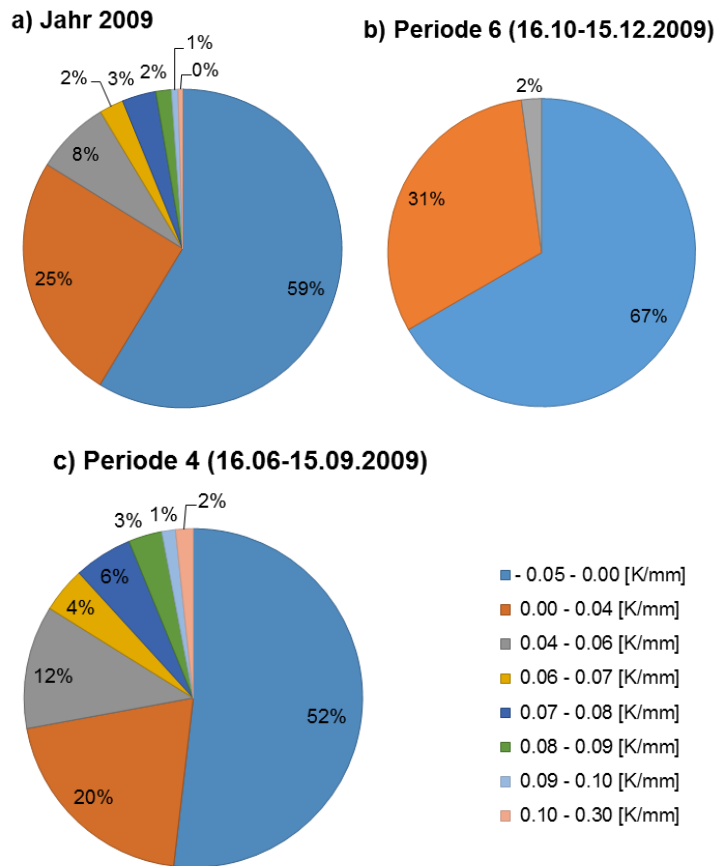


Abbildung 5.3: Prozentuelle Verteilung der auftretenden Temperaturgradienten für Station Gänserndorf

Die Temperaturgradienten wurden in einem nächsten Schritt statistisch ausgewertet (95% Quantil), um einen repräsentativen Anteil für die Berechnung der Wölbspannungen zu erhalten. In der folgenden Tabelle 5.2 werden die Ergebnisse der Auswertung vorgestellt. Dabei sind die Temperaturgradienten in 12 Perioden, wie von Mais [17] vorgeschlagenen, aufgeteilt. In Abhängigkeit von der Untergrundtemperatur, wie in Tabelle 5.1 zusammenfasst, gibt es 6 Perioden, die sich in Tag- und Nachtperioden unterteilen. Da die negativen Temperaturgradienten während der Nachtstunden nicht bemessungsrelevant sind, wurden in der Dimensionierungsmethodik nur die 6 Tagperioden berücksichtigt.

Tabelle 5.2: Temperaturgradienten für Wetterstation Gänserndorf

	Temperaturgradienten (95%- Quantil)											
	Perioden											
	1		2		3		4		5		6	
Jahr	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht
2009	0.023	0.002	0.080	0.001	0.089	0.027	0.092	0.023	0.073	0.005	0.038	0.004
2008	0.035	0.010	0.066	-0.002	0.098	0.027	0.096	0.024	0.063	0.001	0.037	0.003
2007	0.033	0.010	0.080	0.005	0.093	0.028	0.092	0.019	0.067	0.001	0.035	-0.002
2006	0.024	0.003	0.079	0.003	0.093	0.028	0.093	0.024	0.070	0.005	0.043	0.005
2005	0.026	0.010	0.082	0.006	0.099	0.029	0.094	0.024	0.072	0.002	0.038	-0.002
2004	0.029	0.011	0.072	0.003	0.087	0.025	0.092	0.023	0.064	0.003	0.035	0.003
Mittelwert	0.028	0.008	0.076	0.003	0.093	0.027	0.093	0.023	0.068	0.003	0.038	0.002
Standart- abweichung	0.005	0.004	0.006	0.003	0.005	0.001	0.002	0.002	0.004	0.002	0.003	0.003
Untergrund- tragfähigkeit [MN/m ²]	280		70		100		160					

Aus den statistisch ausgewerteten Temperaturgradienten wurden für die Ermittlung der Wölbspannungen in der Bemessung von Betondecken die Mittelwerte aus 5 Jahren herangezogen.

Diese Methodik zur Untersuchung der Temperaturgradienten wurde für 9 Klimastationen mit Wetterdaten von 5 Jahren (2010-2014) angewandt. Dabei wurden dieselben Klimastationen ausgewählt, mit denen die maßgebenden Temperaturprofile für die analytische Oberbaubemessung von Asphaltstraßen abgeleitet wurden. Jede Klimastation repräsentiert eine Klimaregion. Die Grenzen der Regionen, wie

Abbildung 5.4 zeigt, folgen natürliche Begrenzungen wie Bergzügen und sind aus klimatologischer Sicht (Föhneinflüsse, Beckenlagen) erklärbar.

Die 9 Klimaregionen (siehe Abbildung 5.5) konnten abhängig von der Größenordnung der Temperaturgradienten nochmals in drei Klimazonen-Klimazone 1 in grün, Klimazone 2 in gelb und Klimazone 3 in rot (Abbildung 5.6) zusammengefasst werden.

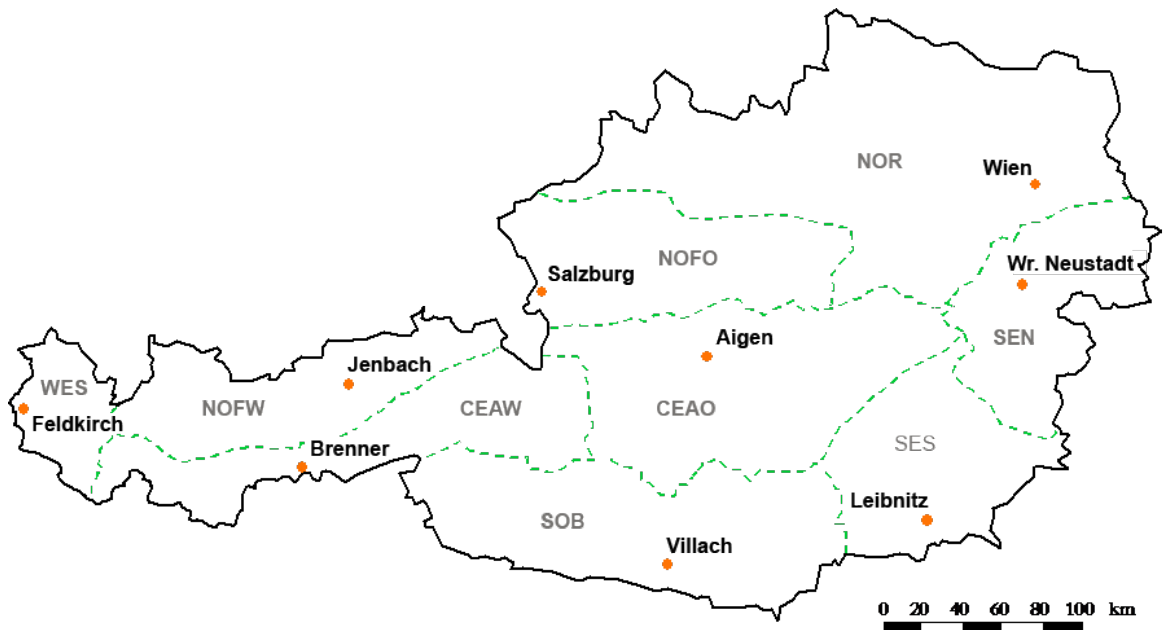


Abbildung 5.4: Klimaregionen und Klimastationen [16]

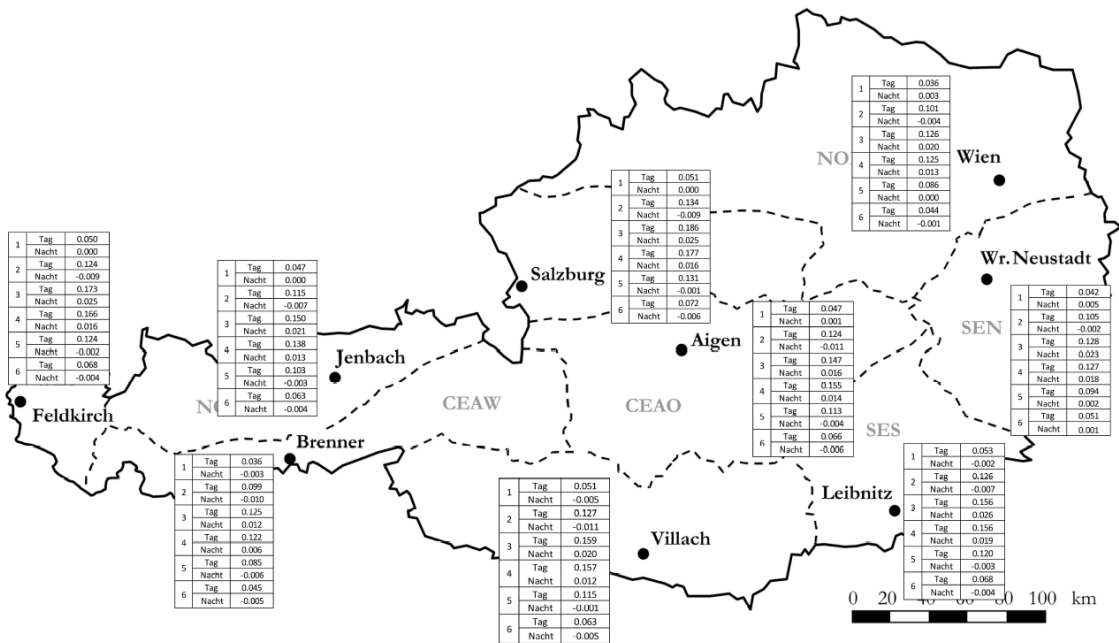


Abbildung 5.5: Klimaregionen und Klimastationen

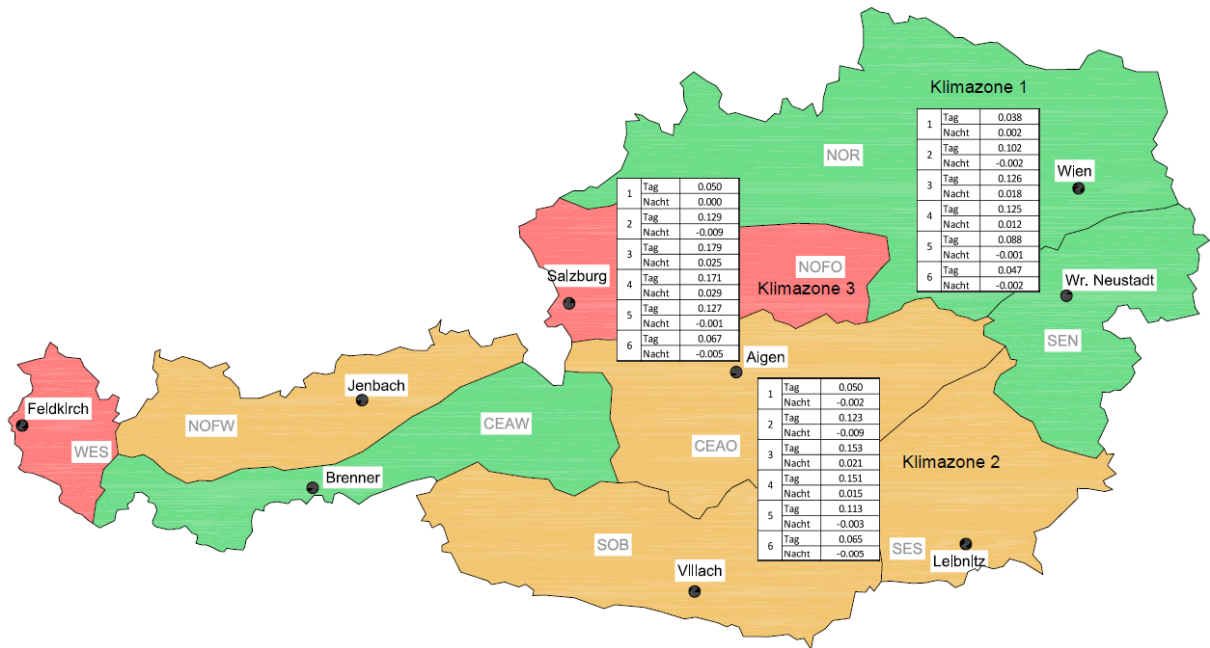


Abbildung 5.6: 3 Klimazonen und maßgebliche Temperaturgradienten in den sechs Temperaturperioden

5.2 Validierung des Differenzenverfahrens

Da das Differenzenverfahren eine Simulation mit Näherungsansätzen ist, wurde eine Validierung mittels tatsächlicher Messungen der Temperatur über die Dicke einer Betondecke durchgeführt. Zwei Messstellen wurden auf der A2 Südbahn in der Nähe von Baden, Richtung Wien beim km 14,990 (Betonfahrbahn mit heller Oberfläche) und beim km 20.974 (Betonfahrbahn mit dunkler Oberfläche) mit Messfühlern und Datenerfassungsmodulen eingerichtet. Die Temperatur wird in 4 Lagen (5, 9, 14 und 20 cm) in der Betondecke (siehe Abbildung 5.7) gemessen.

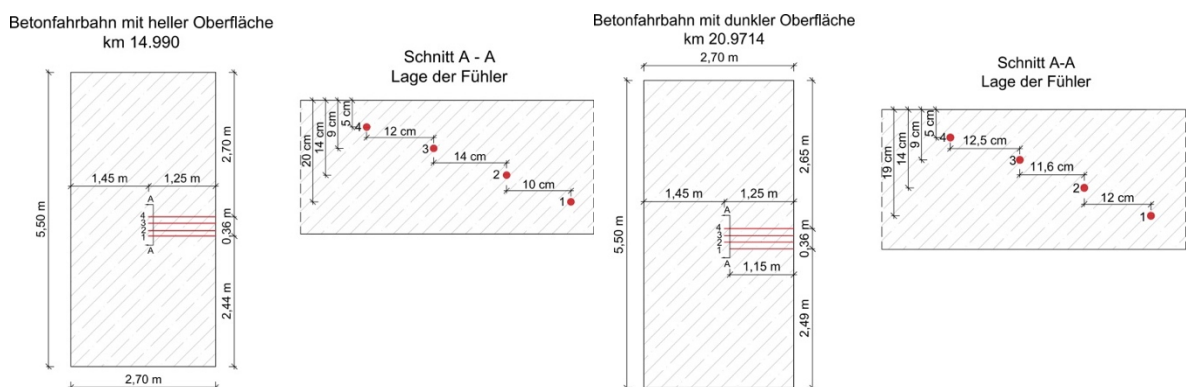


Abbildung 5.7: Schemata der Lagen der Fühler (A2 km 14,990 und km 20,971, RFB Wien)

Um die Ergebnisse des Differenzenverfahrens mit den Messdaten überprüfen zu können und die Temperaturverteilung genau für diese zwei Messstellen simulieren zu können, wurden Lufttemperatur- und Fahrbahnoberflächentemperaturdaten für km 14.990 und km 20.981 ausgewertet. Da auf den beiden Messstellen keine Windgeschwindigkeit gemessen wird, wurde die Simulation bei km 14.990 mit Windgeschwindigkeit von km 11.800 und bei km 20.981 mit Daten von km 18.100 durchgeführt. Die Grafik auf Abbildung 5.8 zeigt beispielhaft eine Gegenüberstellung der gemessenen und simulierten Oberflächentemperatur bei km 20.981 für den Zeitraum 23.03-15.10.2009. Überraschend ist, dass sich Unterschiede bis zu 38°C ergeben. Ein Vergleich der Temperaturaufzeichnung in 10 cm Tiefe mit der berechneten Temperaturganglinie (siehe Abbildung 5.9) zeigt einen Unterschied bis zu 28°C.

Die Gründe für die Abweichungen zwischen den Ganglinien aus Messung und Simulation sind sehr komplex. Einerseits wurden die Simulationen nicht mit den tatsächlichen Windgeschwindigkeiten (unterschiedliche Messstellen für Oberflächentemperatur und Windgeschwindigkeit) durchgeführt. Die Windgeschwindigkeit beeinflusst stark die Abschätzung der Wärmeübergangszahl und der Strahlungsbilanz, die wichtig für die

Annäherung der Oberflächentemperatur sind. Andererseits kann die Sonneneinstrahlung witterungsbedingt großen Schwankungen unterliegen.

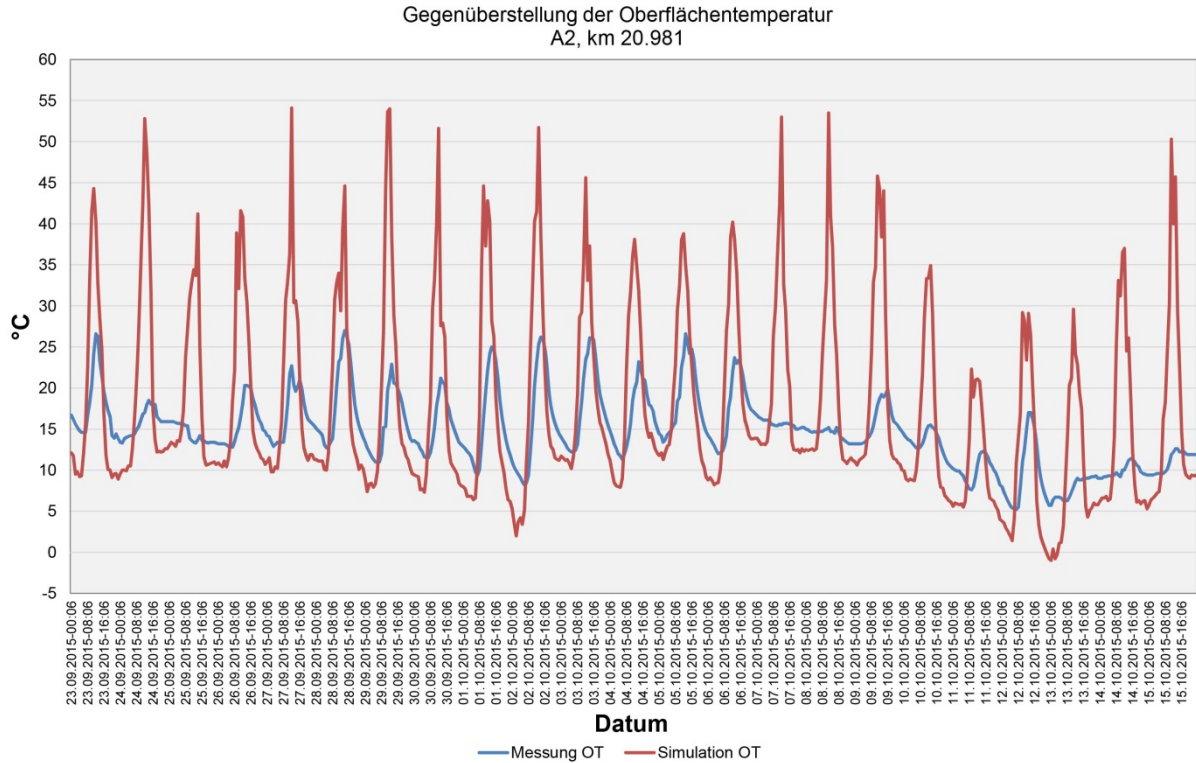


Abbildung 5.8: Temperaturganglinien der Oberflächentemperatur von der Simulation und von den Messungen (23.09.2015-15.10.2015)

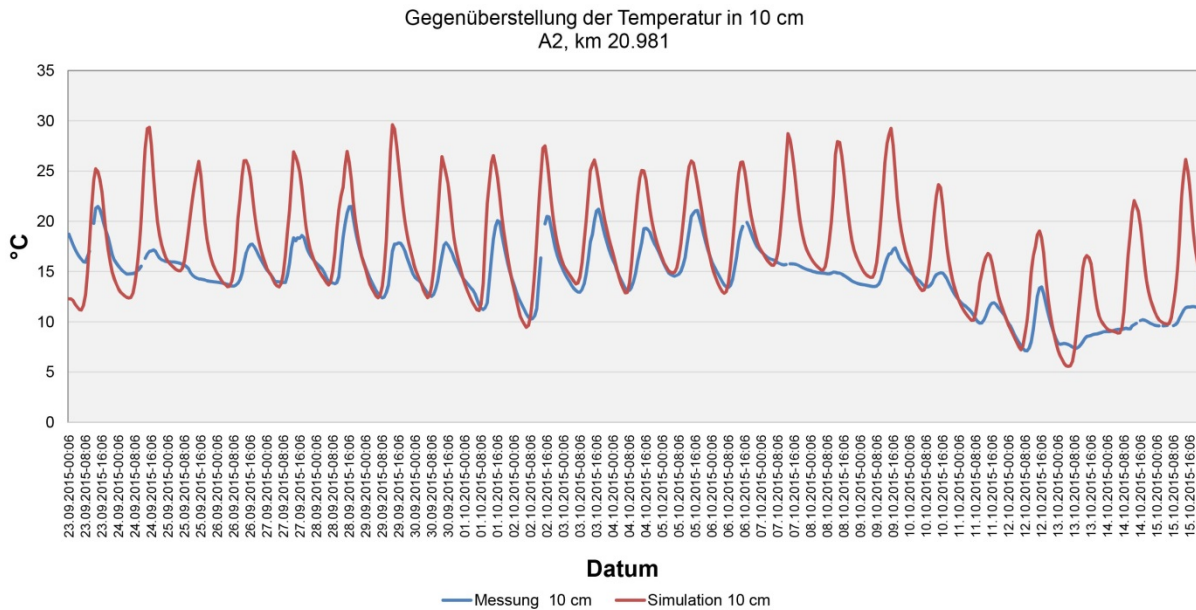


Abbildung 5.9: Temperaturganglinien der Temperatur in 10 cm Tiefe von der Simulation und von den Messungen (23.09.2015-15.10.2015)

Nichtsdestotrotz folgen die Extremwerte der berechneten Temperaturverläufe jenen der tatsächlichen (gemessenen) Temperaturganglinien. Aus diesem Grund wird schlussgefolgert, dass die Berechnung der Oberflächentemperatur aufgrund der unzuverlässigen Annäherung der Strahlungsbilanz unzureichend genau und daher ein möglicher Grund für die Differenz zwischen Simulations- und Messergebnis ist.

Um die Richtigkeit des Verfahrens weiter zu überprüfen, wurden die Temperaturverläufe für beide Messstellen ein zweites Mal mit den tatsächlichen, gemessenen Oberflächentemperaturen simuliert. Die Ergebnisse (siehe Abbildung 5.10) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und simulierten Werte. Die Unterschiede betragen maximal 2°C, was eine ausreichende Genauigkeit des Differenzenverfahrens mit vorgegebenen Oberflächentemperaturen für die Abschätzung der realitätsnahen Temperaturgradienten ermöglicht. Daher wird für die Umsetzung der Methodik in einer RVS eine Validierung der abgeleiteten Klimakarte (siehe Abbildung 5.6) durch Simulationen mit der tatsächlichen Oberflächentemperatur empfohlen. Dafür können die Messdaten der am ASFINAG-Netz flächendeckend verbauten Oberflächentemperatursensoren („Frostwächter“) verwendet werden.

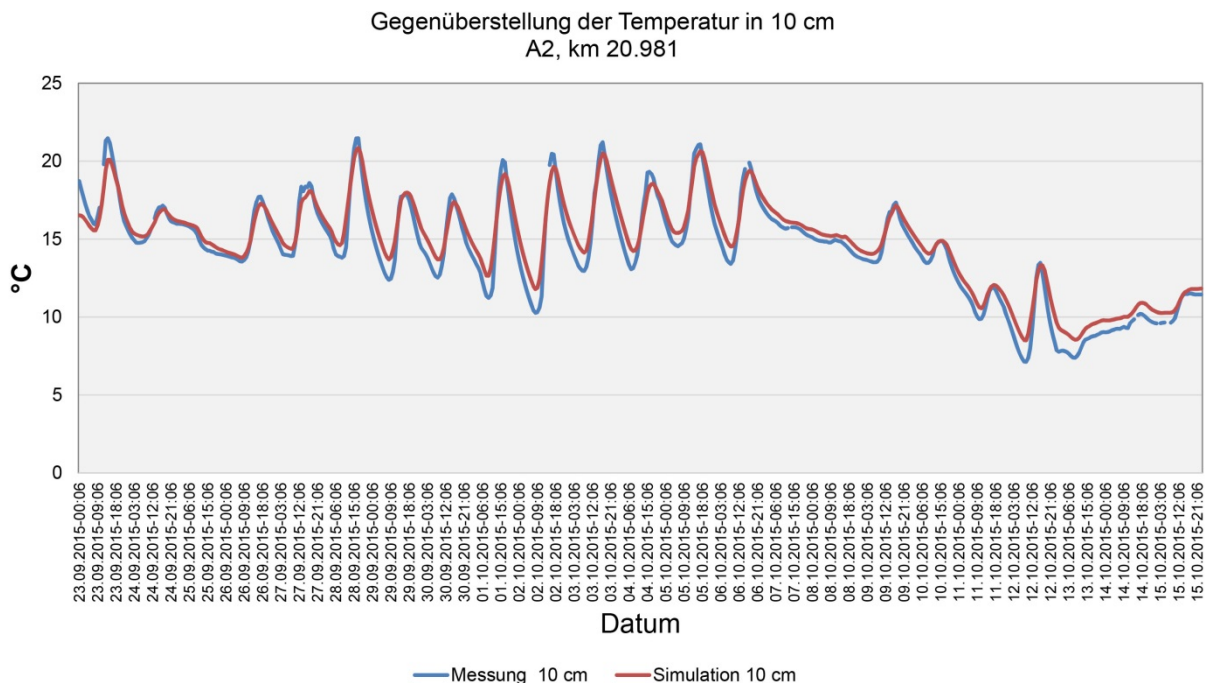


Abbildung 5.10: Simulation mit der tatsächlichen Oberflächentemperatur der Temperaturganglinie in 10 cm Tiefe und Temperaturganglinie von den Messungen in 10 cm Tiefe

5.3 Bestimmung der Wölbspannungen

In der Literatur gibt es zahlreiche Theorien zur Berechnung der Spannungen infolge Temperaturbelastung (Wölbspannungen). Zwei prominente Beispiele sind die Theorie von Eisenmann und die Theorie von Westergaard-Bradbury, die in Europa bzw. in den USA entstanden sind und beide auf der Plattentheorie basieren. Im Weiteren werden die wichtigsten Methoden beschrieben und verglichen.

5.3.1 Theorie von Eisenmann

Nach dieser Theorie ergeben sich für die maßgeblichen Temperaturgradienten Wölbspannungen an der Unterseite der Betonplatte, die von der Plattenlänge und der Plattengeometrie abhängen. In Abbildung 5.11 ist dieser Zusammenhang dargestellt. Dazu wird der Begriff der „kritischen Plattenlänge“ eingeführt, bei welcher die Platte infolge der Erwärmung von oben nur noch an den Rändern und in der Plattenmitte aufliegt. Folgende Formel dient der Ermittlung der kritischen Plattenlänge:

$$\begin{aligned}
 \text{schmale Platte } (L/B > 1,2 \text{ oder } L/B < 0,8): \quad l_{krit} &= 200 h \sqrt{E \alpha_T \Delta T} \\
 \text{quadratische Platte } (0,8 \leq L/B \leq 1,2): \quad l_{krit} &= 228 h \sqrt{E \alpha_T \Delta T}
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

mit

- l_{krit} ... kritische Länge [mm],
- h ... Dicke der Betondecke [mm],
- α_T ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],
- ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],
- E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²].

Dabei wird die Auflagerbreite der Platte (Gleichungen (5.6) und (5.7)) abhängig von der Verdrehung der Plattenränder und der Steifigkeit des Untergrundes am Auflager berechnet.

$$\text{für } \Delta T = 0,09 [K/mm] \quad a' = 16,3 \sqrt{\frac{h}{k}}
 \tag{5.6}$$

$$\text{für } \Delta T = 0,06 [K / mm] \quad a' = 21,5 \sqrt{\frac{h}{k}} \quad (5.7)$$

- a' ... Auflagerbreite [mm],
 h ... Plattendicke [mm],
 k ... Bettungsmodul [N/mm³]

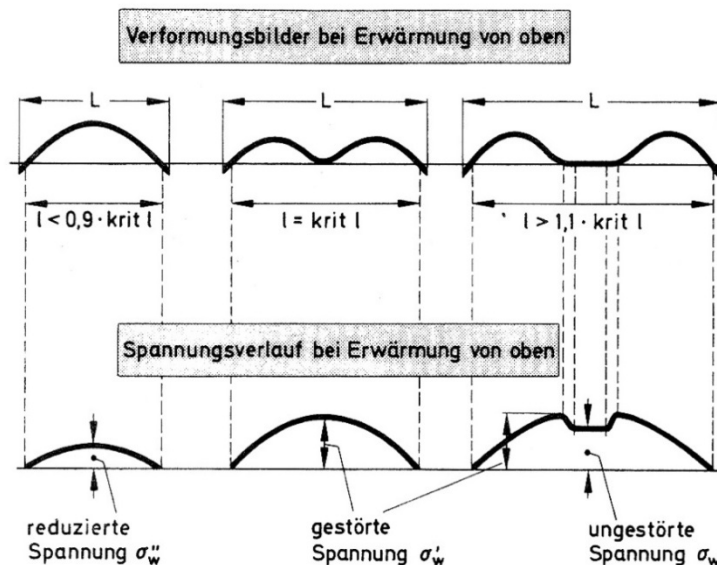


Abbildung 5.11: Verformung und Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite [10]

Die tatsächliche kritische Länge L_{krit} wird nach folgender Gleichung ermittelt:

$$L_{krit} = l_{krit} + \frac{2}{3} a' \quad (5.8)$$

mit

- L_{krit} ... tatsächliche kritische Länge [mm],
 l_{krit} ... kritische Länge [mm],
 a' ... Auflagerbreite [mm].

Dabei werden die ungestörte (Gleichung (5.9)), gestörte (Gleichung (5.10)) und reduzierte Wölbspannungen (Gleichung (5.11)) wie folgt bestimmt werden:

$$\text{Ungestörte Wölbspannung: } \sigma_w = \frac{1}{1-\nu} \frac{h \cdot \Delta T}{2} \alpha_T E \quad (5.9)$$

$$\text{Gestörte Wölbspannung: } \sigma_w' = 1,2 \sigma_w \quad (5.10)$$

$$\text{Reduzierte Wölbspannung: } \sigma_w'' = \left(\frac{L-400}{0,9 l_{krit}} \right)^2 \sigma_w \quad (5.11)$$

mit

σ_w ... ungestörte Wölbspannung [N/mm²],

σ_w' ... gestörte Wölbspannung [N/mm²],

σ_w'' ... reduzierte Wölbspannung [N/mm²],

h ... Plattendicke [mm],

ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],

α_T ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],

ν ... Querdehnungszahl von Beton [-],

E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²].

Aufgrund des vorhandenen einaxialen Spannungszustandes können diese Werte für die Mitte der Plattenränder in Längs- und Querrichtung näherungsweise um 15 % abgemindert werden. Für Temperaturgradienten von $\Delta T=0,06$ K/mm und $\Delta T=0,09$ K/mm sind die Formeln in Tabelle 5.3 zusammengefasst. In der Realität wie die Untersuchungen im Kapitel 5.1 zeigen, treten unterschiedlich große Temperaturgradienten auf.

Tabelle 5.3: Zusammenstellung der Formeln von Eisenmann zur Berechnung der Biegezugspannungen an der Plattenunterseite bei einer Erwärmung von oben mit linearem Verlauf des Temperaturgradienten $\Delta T=0,09$ [K/mm] bzw. $\Delta T=0,06$ [K/mm]; $a = 600$ [mm] [10]

Plattenform		Stab	Schmale Platte	Quadratische Platte
Anwendungsbereich		–	$L/B > 1,2$ $L/B < 0,8$	$L/B \leq 1,2$ $L/B \geq 0,8$
krit l [mm]		$30 \cdot h$ [$25 \cdot h$]	$33 \cdot h$ [$27 \cdot h$]	$37 \cdot h$ [$31 \cdot h$]
Plattenmitte	ungestörte Spannung σ_w für $l > 1,1 \cdot \text{krit } l$	$0,0135 \cdot h$ [$0,0090 \cdot h$]	$0,0163 \cdot h$ [$0,0108 \cdot h$]	$0,0163 \cdot h$ [$0,011 \cdot h$]
	gestörte Spannung σ'_w für $l = \text{krit } l$	$0,0162 \cdot h$ [$0,0108 \cdot h$]	$0,0196 \cdot h$ [$0,0130 \cdot h$]	$0,0196 \cdot h$ [$0,0120 \cdot h$]
	reduzierte Spannung $\sigma''_w < \sigma_w$ für $l < 0,9 \text{ krit } l$	$18,5 \cdot \frac{(L-400)^2}{h} \cdot 10^{-6}$	$18,5 \cdot \frac{(L-400)^2}{h} \cdot 10^{-6}$	$14,8 \cdot \frac{(L-400)^2}{h} \cdot 10^{-6}$

L = Plattenlänge, B = Plattenbreite, h = Plattendicke. Am Plattenrand können die Spannungen um 15 % (einaxialer Zustand) abgemindert werden; [Klammerwerte] für $\Delta t = 0,06$ K/mm.

Houben [11, 18] überarbeitet die Theorie von Eisenmann und führt einen Koeffizient C der Auflagerbreite (siehe Gleichung (5.12)) für verschiedenen Temperaturgradienten ein. Dabei ist die Spannlänge L' immer kleiner als die tatsächliche Länge L . Die ungestörten (Gleichung (5.14)), gestörten (Gleichung (5.15)) und reduzierten Wölbspannungen (Gleichung (5.16)) lassen sich in Abhängigkeit von der kritischen Länge und der Spannlänge berechnen.

$$C = 4,5 \sqrt{\frac{h}{k \Delta T}} \alpha_T E \quad \text{wenn } C \ll L \quad (5.12)$$

$$L' = L - \frac{2}{3} C \quad B' = B - \frac{2}{3} C \quad (5.13)$$

$$\text{Ungestörte Wölbspannung: } \sigma_w = \frac{1}{1-\nu} \frac{h \Delta T}{2} \alpha_T E \quad \text{wenn } L' > 1,1 l_{krit} \quad (5.14)$$

$$\text{Gestörte Wölbspannung: } \sigma'_w = 1,2 E \sigma_t \quad \text{wenn } L' = 1,1 l_{krit} \quad (5.15)$$

$$\text{Reduzierte Wölbspannung: } \sigma''_w = \left(\frac{L'}{0,9 l_{krit}} \right)^2 \sigma_w \quad \text{wenn } L' < 0,9 l_{krit} \quad (5.16)$$

mit

- σ_w ... ungestörte Wölbspannung [N/mm²],
- σ_w' ... gestörte Wölbspannung [N/mm²],
- σ_w'' ... reduzierte Wölbspannung [N/mm²],
- h ... Plattendicke [mm],
- B ... Plattenbreite [mm],
- L' ... Spannlänge [mm],
- L ... tatsächliche Plattenlänge [mm],
- C ... Auflagerbreite [mm],
- α_t ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],
- ν ... Querdehnungszahl von Beton [-],
- ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],
- E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²].

5.3.2 Theorie nach Bradbury

Basierend auf den Untersuchungen von Westergaard für die Berechnung der Wölbspannungen für eine unendlich ausgedehnte Platte [19], leitete Bradbury [20] Korrelationsfaktoren zur Berechnung der Biegezugspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung für eine endlich ausgedehnte Platte ab.

Die Spannungen in Plattenmitte in x- und y- Richtung kann man mittels folgenden Gleichungen bestimmen:

$$\sigma_{w,x} = \frac{E \alpha_T \Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_x + \nu C_y) \quad (5.17)$$

$$\sigma_{w,y} = \frac{E \alpha_T \Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_y + \nu C_x) \quad (5.18)$$

Die Randspannungen lassen sich nach Gleichung (5.19) berechnen.

$$\sigma_{w,Rand} = \frac{C E \alpha_T \Delta T}{2} \quad (5.19)$$

mit

- $\sigma_{w,x}$... Wölbspannung in Plattenmitte in x-Richtung [N/mm²],
- $\sigma_{w,y}$... Wölbspannung in Plattenmitte in y-Richtung [N/mm²],
- $\sigma_{w,Rand}$... Wölbspannung am Plattenrand [N/mm²],
- E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²]
- α_T ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],
- ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],
- ν ... Querdehnungszahl von Beton [-],
- C, C_x, C_y ... Korrelationsfaktoren [-] (siehe Abbildung 5.12),

$$l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (5.20)$$

mit

- h ... Plattendicke [mm],
- k ... Bettungsmodul [N/mm³],
- L ... Plattenlänge [mm].

Die Korrelationsfaktoren C , C_x , C_y hängen von L/l ab, dabei stellt l den Radius der relativen Steifigkeit dar.

Bradbury's Warping Stress Coefficients

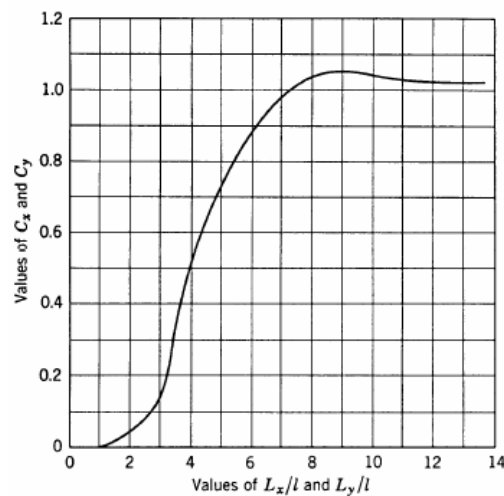


Abbildung 5.12: Korrelationsfaktoren für endlich ausgedehnte Platte [21]

5.3.1 Vergleich der Theorien

Um eine geeignete Theorie auswählen zu können und sie in der Bemessungsmethodik zu implementieren, wurden die oben beschriebenen Theorien anhand eines Bemessungsbeispiels verglichen und analysiert. Außerdem wurde ein 3D-Finite Elemente-Modell mit dem Programm Abaqus erstellt, um die realen Wölbspannungen besser abgeschätzt zu können. Das FE-Modell besteht aus einer Betonplatte auf einer bituminösen Tragschicht und einer ungebundenen unteren Tragschicht (siehe Skizze in Abbildung 5.13). In Tabelle 5.4 sind die Abmessungen und die Materialeigenschaften der Platte für das Bemessungsbeispiel dargestellt.

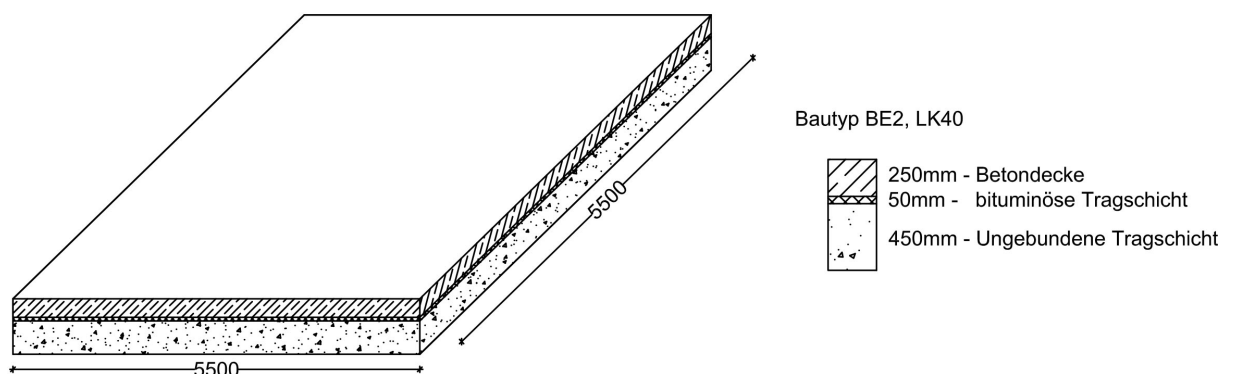


Abbildung 5.13: Skizze des betrachteten Oberbaus

Tabelle 5.4: Abmessungen und Materialeigenschaften der Platte

Beton		
ν	-	0,15
E	N/mm^2	30000
$L=B$	mm	5500
h	mm	250
k	N/mm^3	0,076
α_T	$1/\text{K}$	0,00001
ΔT	K/mm	0,09

Die folgende Tabelle 5.5 zeigt eine Gegenüberstellung der ermittelten Wölbspannungen. Die Ergebnisse nach der Theorie von Bradbury sind bis zu 3,6 Mal höher als jene aus der Theorie von Eisenmann.

Tabelle 5.5: Berechnete Wölbspannungen mit den verschiedenen Theorien

Theorie	Eisenmann	Eisenmann (Houben)	Bradbury	FE- Abaqus
σ_w	1,54	1,35	4,06	1,13

Die großen Unterschiede können mit vereinfachenden Annahmen, die den Theorien zugrundeliegen, erklärt werden. In der Theorie von Westergaard und Bradbury wird eine Federbettung (Winklerbettung) angenommen, die mit der die Platte immer in vollem Kontakt bleibt und einem Abheben der Platte entgegenwirkt. Je steifer die Bettung ist, umso größer sind also die rückstellenden Kräfte und somit auch die induzierten Spannungen. In der Realität kann die Platte aufgrund des fehlenden Verbunds zu den darunterliegenden Schichten jedoch abheben. Die tatsächlich auftretenden Biegezugspannungen werden mit dieser Theorie also deutlich überschätzt [22].

Bei der Theorie von Eisenmann wird dieses Abheben berücksichtigt, wobei 3 Fälle unterschieden werden. Abhängig von der „kritischen Länge“ einer Platte und der Auflagerbreite können die kritischen Biegezugspannungen ermittelt werden. Die ermittelten Wölbspannungen mit der Theorie von Eisenmann und mit dem FE-Modell sind in der gleicher Größenordnung.

Um eine möglichst effiziente, realitätsnahe Berücksichtigung der Wölbspannungen in der Bemessungsmethodik zu realisieren, wurde die überarbeitete Theorie nach Eisenmann (siehe Gleichungen (5.12) bis (5.16)) implementiert.

6 PRIMÄRWIRKUNGSMODELL FÜR VERKEHRSLASTEN

6.1 Einleitung

Eine populäre Methode zur Ermittlung der Extremwerte für die Spannungen und Verschiebungen bei Belastung von Betonplatten durch Radkräfte (Einzellasten) wurde von Westergaard [9, 23] vorgestellt. Bei Laststellung in der Plattenecke wird ein Ersatzsystem bestehend aus einem fiktiven Kragarm zur Berechnung der Biegespannungen gewählt. Die Wahl dieses Ersatzsystems führt zur Abweichung der Ergebnisse von den exakten Werten. Die Berücksichtigung der Einzellasten ist weiters nur an der Plattenkante, mittig zwischen zwei Ecken, bzw. am Mittelpunkt der Platte möglich. Außerdem bleibt der Einfluss der elastischen Randlagerungen (zufolge den Stahldübeln) unberücksichtigt. Daraus folgt eine Überschätzung der ermittelten Verschiebungen und Spannungen der Platte.

Eine alternative Berechnungsmethode stellt die Finite Elemente Methode dar. Bei solchen Berechnungen wird zwischen der Kirchhoff'schen Plattentheorie, der Reissner-Mindlin'schen Plattentheorie und der Berechnung als Kontinuum mit 3D Elementen unterschieden.

Im Rahmen des Projektes wurde für „auf dem Untergrund schwimmende Platten mit bzw. ohne elastische Randlagerung“ ein vielseitig anwendbares Berechnungsverfahren entwickelt, mit dessen Hilfe Durchbiegungen und Spannungen zufolge *allgemeiner* Belastungen quantifiziert werden können. Aufbauend auf der Arbeit von Vlasov [24] wird der Untergrund als flächige Winkler'scher Bettung modelliert. Als Einwirkungsgrößen können Flächenlasten und Einzellasten an beliebigen Punkten der Plattenoberfläche untersucht werden. Weiters können über die Plattendicke lineare Temperaturverläufe ebenfalls berücksichtigt werden. Basierend auf der Kirchhoff'schen Plattentheorie (d.h. unter Berücksichtigung der Biegeverformungen der Platte) wird eine partielle Differentialgleichung für die Biegefläche rechteckiger Platten hergeleitet. Für die Lösung der Aufgabenstellung wird die Biegefläche der Platte als Linearkombination von Verschiebungsansätzen dargestellt. Zur Ermittlung der gesuchten Koeffizienten wird mit dem Lagrange'schen Prinzip der virtuellen Verschiebungen ein System von algebraischen Gleichungen aufgestellt. Nach der Auflösung des Gleichungssystems liegt eine Näherungslösung in Form einer analytischen Funktion für die Biegefläche der Platte vor. Davon ausgehend erfolgt im Zuge einer Nachlaufrechnung die Ermittlung der Schnittgrößen sowie der Spannungen.

Im Rahmen des Projektes wurde ein entsprechendes EDV-Programm am Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen in der Software Mathematica implementiert und

dem Institut für Verkehrswissenschaften für weitere Forschungsarbeiten zur Verfügung gestellt.

6.2 Frei schwimmende Platten mit/ohne elastische Randlagerung

6.2.1 Definitionen

Für die Herleitung wird eine elastisch gebettete Rechteckplatte mit folgenden Material- und Geometrieigenschaften angenommen.

- E ... Elastizitätsmodul von Beton [kN/m^2],
- ν ... Querdehnungszahl von Beton [-],
- k_z ... Flächenbettungsmodul in z-Richtung [kN/m^3],
- b ... Breite der Platte [m],
- a ... Länge der Platte [m],
- h ... Plattendicke [m].

Einwirkungen:

- $p(x, y)$... Flächenlast orthogonal zur unverformten Plattenmittelebene [kN/m^2],
- P ... Einzellast [kN], Abbildung 6.1, mit den Koordinaten (x_P, y_P) orthogonal zur unverformten Plattenmittelebene

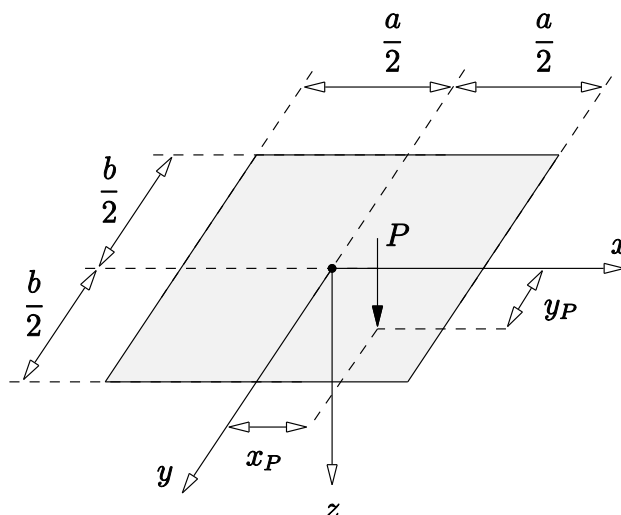


Abbildung 6.1: Einzellast

\bar{p} ... Flächenlast wirkend auf Teilbereich [kN/m^2] (siehe Abbildung 6.2),

mit den Mittelpunktkoordinaten $(x_{\bar{p}}, y_{\bar{p}})$, sowie mit der Breite ξ [m] und Länge η [m]

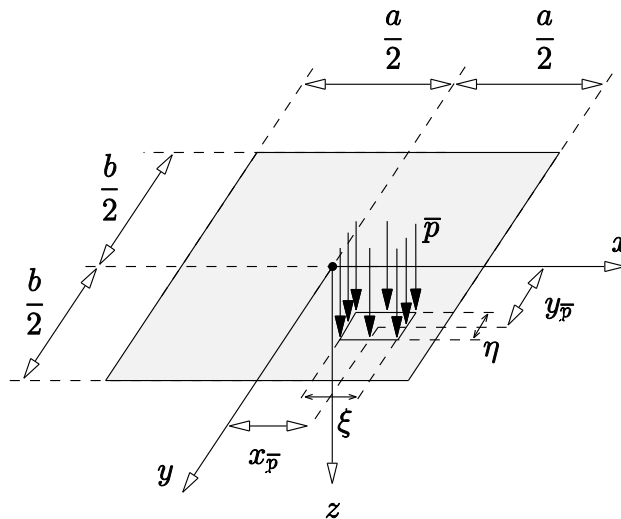


Abbildung 6.2: Flächenlast im Teilbereich

$\Delta T_K = T_{unten} - T_{oben}$... Temperaturunterschied zwischen der Ober- und Unterkante [K]

α_T ... linearer Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K].

Zur Herleitung einer das Biegeproblem beschreibenden Differentialgleichung wird ein infinitesimales Plattenelement betrachtet.

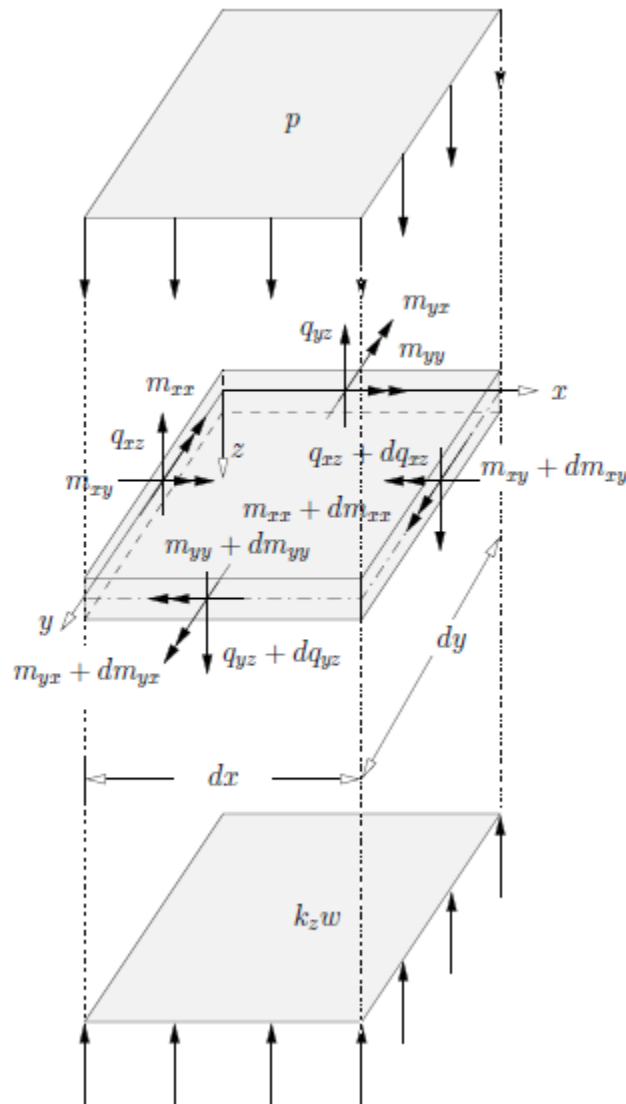


Abbildung 6.3: Infinitesimales Plattenelement inklusive Schnittgrößen

Die in Abbildung 6.3 eingeführten Schnittgrößen sind Spannungsresultanten:

Die transversalen Schubspannungsresultanten (Querkräfte je Längeneinheit) lauten:

$$q_{xz} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} dz, \quad q_{yz} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} dz. \quad (6.1)$$

Die Krepelmomente (Biegemomente je Längeneinheit) lauten:

$$m_{xx} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xx} z dz, \quad m_{yy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yy} z dz. \quad (6.2)$$

Die Drillmomente (Torsionsmomente je Längeneinheit) lauten:

$$m_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} z dz, \quad m_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} z dz. \quad (6.3)$$

6.2.1 Gleichgewichtsbedingungen

Nun werden Gleichgewichtsbedingungen am infinitesimalen Plattenelement (Abbildung 6.3) formuliert. Die Summe aller vertikal wirkenden Kräfte, die Summe der Momente um die x-Achse und die Summe der Momente um die y-Achse müssen jeweils gleich Null sein.

$$\sum V_z = 0:$$

$$p dx dy - q_{yz} dx - q_{xz} dy + (q_{yz} + \frac{\partial q_{yz}}{\partial y} dy) dx + (q_{xz} + \frac{\partial q_{xz}}{\partial x} dx) dy - k_z w dx dy = 0. \quad (6.4)$$

Daraus folgt:

$$\frac{\partial q_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial q_{xz}}{\partial x} + p - k_z w = 0. \quad (6.5)$$

$$\sum M_x = 0:$$

$$m_{xy} dy - (m_{xy} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} dx) dy + m_{yy} dx - (m_{yy} + \frac{\partial m_{yy}}{\partial y} dy) dx + (q_{yz} + \frac{\partial q_{yz}}{\partial y} dy) dx dy = 0. \quad (6.6)$$

Daraus folgt:

$$\frac{\partial m_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} - q_{yz} = 0. \quad (6.7)$$

$$\sum M_y = 0:$$

$$-m_{yx} dx - (m_{yx} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y} dy) dx + m_{xx} dy + (m_{xx} + \frac{\partial m_{xx}}{\partial x} dx) dy - (q_{xz} + \frac{\partial q_{xz}}{\partial x} dx) dx dy = 0. \quad (6.8)$$

Daraus folgt:

$$\frac{\partial m_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y} - q_{xz} = 0. \quad (6.9)$$

Um *alle drei* Gleichgewichtsbedingungen zu *einer kombinierten* Gleichgewichtsbedingung zusammenzufassen, werden die Gleichungen (6.7) und (6.9) partiell abgeleitet und in (6.5) eingesetzt. Das ergibt:

$$\frac{\partial^2 m_{yy}}{\partial y^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_{xx}}{\partial x^2} + p - k_z w = 0. \quad (6.10)$$

6.3 Differentialgleichung für die Durchbiegung $w(x,y)$

Um ausgehend von der kombinierten Gleichgewichtsbedingung (6.10) die so genannte Plattengleichung herzuleiten, sind zuerst konstitutive Gesetze erforderlich. Sie stellen die Momenten $m_{xx}(x,y)$, $m_{yy}(x,y)$ sowie $m_{xy}(x,y)$ in Bezug zu den partiellen Ableitungen der Biegefläche $w(x,y)$.

Ausgangspunkt für die Herleitung konstitutive Gesetze ist die Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte:

$$u(x, y, z) = -z \frac{w(x, y)}{\partial x}. \quad (6.11)$$

$$v(x, y, z) = -z \frac{w(x, y)}{\partial y}. \quad (6.12)$$

Damit können die Komponenten des linearisierten Verzerrungstensors berechnet werden:

$$\varepsilon_{zz} = 0, \quad \varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad (6.13)$$

$$\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0, \quad \gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \quad (6.14)$$

Um von den Verzerrungen auf die Spannungen überzugehen, wird das Hooke'sche Gesetz für ebene Spannungszustände in Ebenen normal zur z-Achse verwendet. Es lautet

$$\sigma_{zz} = 0, \quad \sigma_{xx} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{xx} + \nu \varepsilon_{yy}) - \frac{E}{1-\nu} \alpha_T \Delta T_\kappa \frac{z}{h}. \quad (6.15)$$

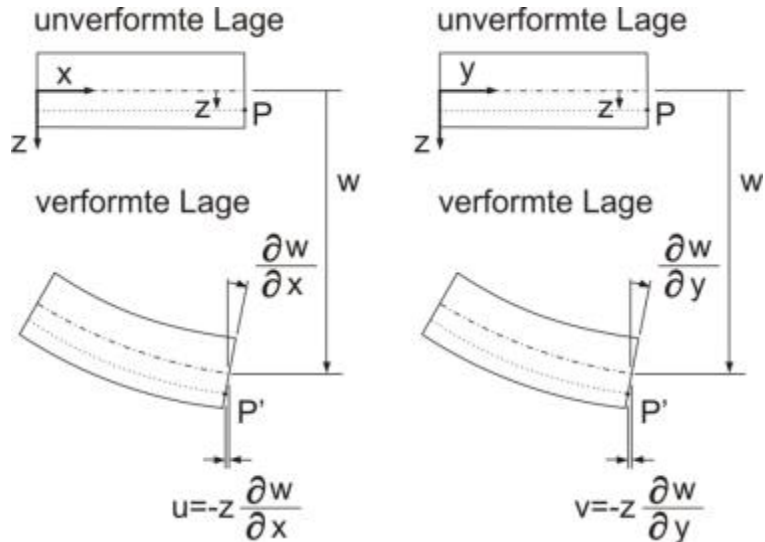


Abbildung 6.4: Unverformte bzw. verformte Lage der Platte

$$\sigma_{yy} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{yy} + \nu \varepsilon_{xx}) - \frac{E}{1-\nu} \alpha_T \Delta T_\kappa \frac{z}{h}. \quad (6.16)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy}. \quad (6.17)$$

Spezialisiert man diese Ausdrücke für die Verzerrungen (6.13) und (6.14), so erhält man folgende Zusammenhänge zwischen Spannungen und Ableitungen der Biegefläche:

$$\sigma_{xx} = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) z - \frac{E}{1-\nu} \alpha_T \Delta T_\kappa \frac{z}{h}. \quad (6.18)$$

$$\sigma_{yy} = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) z - \frac{E}{1-\nu} \alpha_T \Delta T_\kappa \frac{z}{h}. \quad (6.19)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{E}{1+\nu} \frac{\partial w}{\partial x \partial y} z. \quad (6.20)$$

Die gesuchten konstitutiven Gesetze ergeben sich schließlich durch Einsetzen dieser Spannungsausdrücke in die Definition der Krümmel- und Drillmomente gemäß (6.2) und (6.3). Beginnend mit dem Krümmelmoment $m_{xx}(x,y)$ erhalten wir:

$$m_{xx} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xx} z dz = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \int_{-h/2}^{h/2} z^2 dz - \frac{E \alpha_T \Delta T_\kappa}{(1-\nu)h} \int_{-h/2}^{h/2} z^2 dz. \quad (6.21)$$

$$m_{xx} = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - \frac{Eh^2 \alpha_T \Delta T_\kappa}{12(1-\nu)} = -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - K \frac{(1+\nu) \alpha_T \Delta T_\kappa}{h}. \quad (6.22)$$

K κ_T^e

Dabei war es zur Vereinfachung hilfreich, sowohl die folgende Plattensteifigkeit einzuführen

$$K = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}. \quad (6.23)$$

als auch den folgenden Ausdruck für die Temperaturkrümmung:

$$\kappa_T^e = \frac{(1+\nu) \alpha_T}{h} \Delta T_\kappa. \quad (6.24)$$

Die konstitutiven Gesetze für das Krepelmoment $m_{yy}(x,y)$ und das Drillmoment $m_{xy}(x,y)$ lauten:

$$m_{yy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yy} z dz = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \int_{-h/2}^{h/2} z^2 dz - \frac{E \alpha_T \Delta T_\kappa}{(1-\nu)h} \int_{-h/2}^{h/2} z^2 dz. \quad (6.25)$$

$$m_{yy} = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) - \frac{Eh^2 \alpha_T \Delta T_\kappa}{12(1-\nu)} = -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) - K \frac{(1+\nu) \alpha_T \Delta T_\kappa}{h}. \quad (6.26)$$

K κ_T^e

$$m_{xy} = m_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} z dz = -\frac{E}{1+\nu} \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x} \int_{-h/2}^{h/2} z^2 dz = -\frac{E}{1+\nu} \frac{h^3}{12} \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x} = -K(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x}. \quad (6.27)$$

$\frac{h^3}{12}$

Zur Herleitung der gesuchten Plattengleichung werden die nun vorliegenden konstitutiven Gesetze in die kombinierte Gleichgewichtsbedingung (6.10) eingesetzt:

$$\begin{aligned}
 & -K\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \nu \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}\right) - 2K(1-\nu) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} - K\left(\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \nu \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}\right) - K\left(\frac{\partial^2 \kappa_T^e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \kappa_T^e}{\partial y^2}\right) \\
 & + p - k_z w = 0.
 \end{aligned} \tag{6.28}$$

Die Plattengleichung folgt durch Zusammenfassen von Termen. Das ergibt folgende Differentialgleichung für die elastisch gebettete Platte:

$$K \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2K \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + k_z w = -K \left(\frac{\partial^2 \kappa_T^e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \kappa_T^e}{\partial y^2} \right) + p. \tag{6.29}$$

6.3.1 Ermittlung der Schnittgrößen

Ist durch Lösen der Plattengleichung die Biegefläche $w(x,y)$ bekannt, können die Schnittgrößen im Sinne von Nachlaufrechnungen wie folgt ermittelt werden:

$$m_{xx} = -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - K \frac{(1+\nu) \alpha_T \Delta T_\kappa}{h} \kappa_T^e. \tag{6.30}$$

$$m_{yy} = -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) - K \frac{(1+\nu) \alpha_T \Delta T_\kappa}{h} \kappa_T^e. \tag{6.31}$$

$$m_{xy} = m_{yx} = -K(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial y \partial x}. \tag{6.32}$$

$$q_{xz} = -K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - K \frac{(1+\nu) \alpha_T}{h} \frac{\partial \Delta T_\kappa}{\partial x} \frac{\partial \kappa_T^e}{\partial x}. \tag{6.33}$$

$$q_{yz} = -K \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - K \frac{(1+\nu) \alpha_T}{h} \frac{\partial \Delta T_\kappa}{\partial y} \frac{\partial \kappa_T^e}{\partial y}. \tag{6.34}$$

Weiters sind die Kirchhoff'schen Ersatzscherkräfte wie folgt definiert:

$$\bar{q}_{xz} = q_{xz} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + (2-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - K \frac{(1+\nu)\alpha_T}{h} \frac{\partial \Delta T_\kappa}{\partial x} \frac{\partial \kappa_T^e}{\partial x}. \quad (6.35)$$

$$\bar{q}_{yz} = q_{yz} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = -K \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + (2-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) - K \frac{(1+\nu)\alpha_T}{h} \frac{\partial \Delta T_\kappa}{\partial y} \frac{\partial \kappa_T^e}{\partial y}. \quad (6.36)$$

6.3.2 Ermittlung der Spannungen

Analog ergeben sich die Spannungen im Sinne von Nachlaufrechnungen zu:

$$\sigma_{xx} = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) z - \frac{E}{1-\nu} \alpha_T \Delta T_\kappa \frac{z}{h} = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) z - K \kappa_T^e \frac{12z}{h^3}. \quad (6.37)$$

$$\sigma_{yy} = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) z - \frac{E}{1-\nu} \alpha_T \Delta T_\kappa \frac{z}{h} = -\frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) z - K \kappa_T^e \frac{12z}{h^3}. \quad (6.38)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{E}{1+\nu} \frac{\partial w}{\partial x \partial y} z. \quad (6.39)$$

6.4 Randbedingungen

Neben der Plattengleichung muss eine Lösung eines Plattenproblems auch Randbedingungen einhalten. Für eine frei auf dem Untergrund schwimmende Rechteckplatte Platte liegen folgende Randbedingungen vor, siehe Abbildung 6.5 a.

Tabelle 6.1: Bekannten Schnittgrößen an den freien Rändern einer elastisch gebetteten Rechteckplatte

freie Ränder:	$m_{yy} _{y=-\frac{b}{2}} = 0,$	$m_{yy} _{y=\frac{b}{2}} = 0,$
	$m_{xx} _{x=-\frac{a}{2}} = 0,$	$m_{xx} _{x=\frac{a}{2}} = 0,$
	$\bar{q}_{xz} _{x=-\frac{a}{2}} = 0,$	$\bar{q}_{xz} _{x=\frac{a}{2}} = 0,$
	$\bar{q}_{yz} _{y=-\frac{b}{2}} = 0,$	$\bar{q}_{yz} _{y=\frac{b}{2}} = 0.$

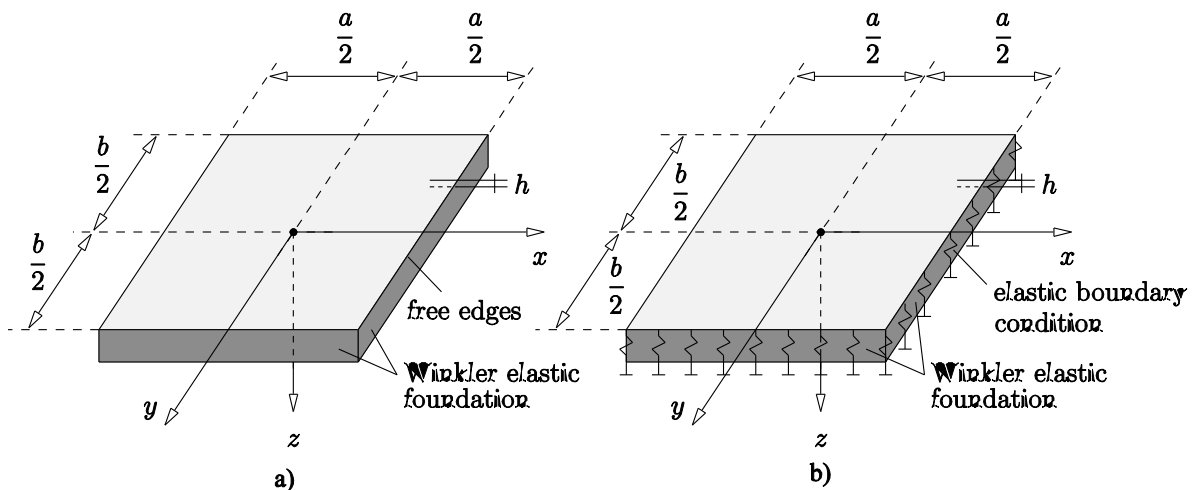


Abbildung 6.5: Randbedingungen: a) freies Ende b) elastische Randlagerung

6.5 Lösung des Problems mit dem Lagrange'schen Prinzip der virtuellen Verschiebungen

6.5.1 Ansatz für die Biegefläche $w(x,y)$

Folgender Ansatz wird für die Biegefläche der Platte $w(x,y)$ gemacht:

$$w(x,y) = \sum_{m=0}^m \sum_{n=0}^n C_{m,n} w_{m,n}(x,y). \quad (6.40)$$

Dabei sind $C_{m,n}$ gesuchte Koeffizienten und $w_{m,n}(x,y)$ bekannte Ansatzfunktionen. Beliebige Angriffspunkte von Einzellasten werden durch Superponieren von vier Lastfällen berechenbar gemacht. Die Lastfälle weisen spezielle Symmetrie- und Antimetrieigenschaften auf, die im Abschnitt 6.6 diskutiert werden.

Für Doppelsymmetrische Belastungsfälle gilt:

$$m = 0, 1, 3, 5\dots \text{ und } n = 0, 1, 3, 5\dots$$

Für Belastungsfälle, die symmetrisch bezüglich der x -Achse und antimetrisch bezüglich der y -Achse sind, gilt:

$$m = 0, 2, 4, 6\dots \text{ und } n = 0, 1, 3, 5\dots$$

Für Belastungsfälle, die symmetrisch bezüglich der y -Achse und antimetrisch bezüglich der x -Achse sind, gilt:

$$m = 0, 2, 4, 6\dots \text{ und } n = 0, 2, 4, 6\dots$$

Für doppelantimetrische Belastungsfälle gilt:

$$m = 0, 2, 4, 6\dots \text{ und } n = 0, 2, 4, 6\dots$$

Virtuelle Verschiebungen $\delta w_{m,n}(x,y)$ werden analog zu den realen Verschiebungen (Abschnitt 6.6) gewählt.

6.5.2 Formulierung des Lagrange'schen Prinzips für die virtuellen Verschiebungen

Die mathematische Formulierung des Lagrange'sche Prinzips der virtuellen Verschiebungen lauten für das vorliegende Plattenproblem:

$$\sum_{i=0}^m \sum_{k=0}^n C_{m,n} \left\{ \begin{aligned} & \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left[K \left(\frac{\partial^4 w_{m,n}}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w_{m,n}}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_{m,n}}{\partial y^4} \right) \right. \\ & \left. + k_z w_{m,n} \right] \delta w_{i,k} dy dx \\ & + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \left(m_{yy,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial y} \right) \Big|_{y=-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} dx - \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \left(m_{yy,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial y} \right) \Big|_{y=\frac{b}{2}}^{-\frac{b}{2}} dx \\ & + \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left(m_{xx,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial x} \right) \Big|_{x=-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} dy - \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left(m_{xx,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial x} \right) \Big|_{x=\frac{a}{2}}^{-\frac{a}{2}} dy \\ & + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \left(m_{yx,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial x} \right) \Big|_{y=-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} dx - \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \left(m_{yx,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial x} \right) \Big|_{y=\frac{b}{2}}^{-\frac{b}{2}} dx \\ & + \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left(m_{xy,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial y} \right) \Big|_{x=-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} dy - \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left(m_{xy,m,n} \frac{\partial \delta w_{i,k}}{\partial y} \right) \Big|_{x=\frac{a}{2}}^{-\frac{a}{2}} dy \\ & - \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} (q_{yz,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{y=-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} dx + \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} (q_{yz,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{y=\frac{b}{2}}^{-\frac{b}{2}} dx \\ & - \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (q_{xz,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{x=-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} dy + \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (q_{xz,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{x=\frac{a}{2}}^{-\frac{a}{2}} dy \\ & + 2(m_{xy,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{x=-\frac{a}{2}, y=-\frac{b}{2}}^{\frac{a}{2}, y=\frac{b}{2}} - 2(m_{xy,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{x=\frac{a}{2}, y=-\frac{b}{2}}^{-\frac{a}{2}, y=\frac{b}{2}} \\ & - 2(m_{xy,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{x=-\frac{a}{2}, y=\frac{b}{2}}^{\frac{a}{2}, y=-\frac{b}{2}} + 2(m_{xy,m,n} \delta w_{i,k}) \Big|_{x=\frac{a}{2}, y=\frac{b}{2}}^{-\frac{a}{2}, y=-\frac{b}{2}} \end{aligned} \right\} + \left\{ \begin{aligned} & \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left[K \left(\frac{\partial^2 \kappa_T^e}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \kappa_T^e}{\partial y^2} \right) \right. \\ & \left. - p \right] \delta w_{i,k} dy dx \\ & - \sum_{s=1}^{\max s} P_s \delta w_{i,k} \Big|_{x=x_{P_s}, y=y_{P_s}} \\ & - \sum_{\bar{s}=1}^{\max \bar{s}} \bar{P}_s \int_{x=\frac{x_{\bar{P}_s}-\xi}{2}}^{\frac{x_{\bar{P}_s}+\xi}{2}} \int_{y=\frac{y_{\bar{P}_s}-\eta}{2}}^{\frac{y_{\bar{P}_s}+\eta}{2}} \delta w_{i,k} dy dx \end{aligned} \right\} = 0. \tag{6.41}$$

Spezialisieren der Gleichung (6.41) für $i=0$ bis m und $k=0$ bis n liefert ein lineares Gleichungssystem für die gesuchten Koeffizienten $C_{m,n}$.

Nach der Auflösung des Gleichungssystems ergeben sich die Koeffizienten $C_{m,n}$. Damit ist die analytische Näherungsfunktion der Durchbiegung $w(x, y)$ bekannt. Anschließend können die zugehörigen Schnittgrößen gemäß vorherigem Kapitel ermittelt werden (Nachlaufrechnung).

6.6 Ansatzfunktionen in Abhängigkeit der Belastung

Die Tabelle 6.2, Tabelle 6.3,

Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5 beinhalten die Ansatzfunktionen für die Biegefläche, je nach vorliegenden Symmetrie- und Antimetrieigenschaften.

Tabelle 6.2: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für doppelsymmetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 1, 3, 5, \dots$ und $n = 0, 1, 3, 5, \dots$:

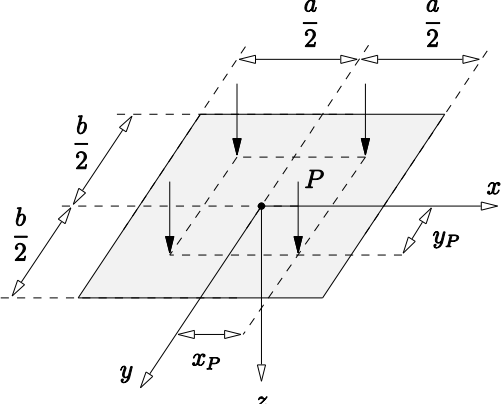
	<p>Für $m = 0, 1, 3, 5, \dots$ und $n = 0, 1, 3, 5, \dots$:</p> $w_{m,n}(x, y) = \cos \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b}.$
---	--

Tabelle 6.3: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für bezüglich der x-Achse symmetrische und bezüglich der y-Achse antimetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 2, 4, 6, \dots$ und $n = 0, 1, 3, 5, \dots$:

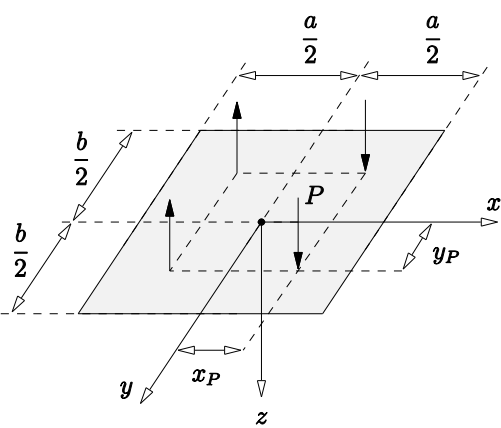
	<p>Für $m = n = 0$:</p> $w_{0,0}(x, y) = \frac{2x}{a}.$
	<p>für $m = 0$ und $n = 1, 3, 5, \dots$:</p> $w_{0,n}(x, y) = \frac{2x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b}.$
	<p>für $m = 2, 4, 6, \dots$ und $n = 0$:</p> $w_{m,0}(x, y) = \sin \frac{m\pi x}{a}.$
	<p>für $m = 2, 4, 6, \dots$ und $n = 1, 3, 5, \dots$:</p> $w_{m,n}(x, y) = \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b}.$

Tabelle 6.4: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für bezüglich der y -Achse symmetrische und bezüglich der x -Achse antimetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 1, 3, 5, \dots$ und $n = 0, 2, 4, 6, \dots$:

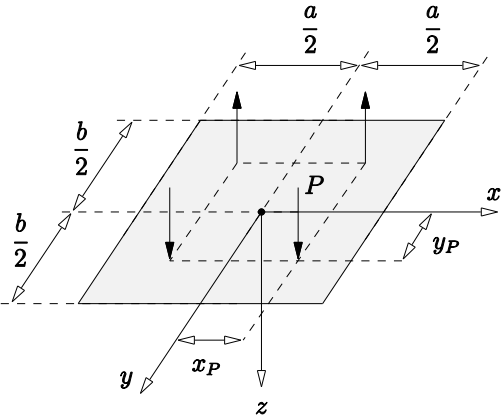
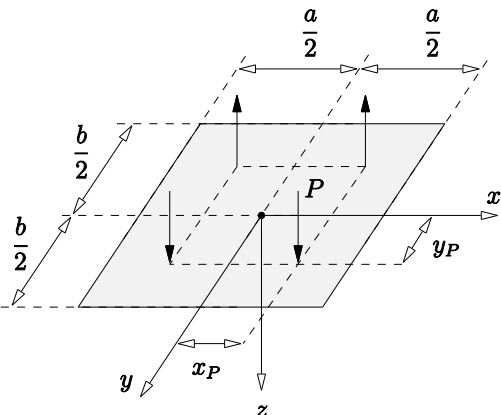
	Für $m = n = 0$:
	$w_{0,0}(x, y) = \frac{2y}{b}$.
	für $m = 0$ und $n = 2, 4, 6, \dots$:
	$w_{0,n}(x, y) = \sin \frac{n\pi y}{b}$.
für $m = 1, 3, 5, \dots$ und $n = 0$:	
$w_{m,0}(x, y) = \frac{2y}{b} \cos \frac{m\pi x}{a}$.	
für $m = 1, 3, 5, \dots$ und $n = 2, 4, 6, \dots$:	
$w_{m,n}(x, y) = \cos \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$.	

Tabelle 6.5: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für doppelantimetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 2, 4, 6, \dots$ und $n = 0, 2, 4, 6, \dots$:

	Für $m = n = 0$:
	$w_{0,0}(x, y) = \frac{4xy}{ab}$.
	für $m = 0$ und $n = 2, 4, 6, \dots$:
	$w_{0,n}(x, y) = \frac{2x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$.
für $m = 2, 4, 6, \dots$ und $n = 0$:	
$w_{m,0}(x, y) = \frac{2y}{b} \sin \frac{m\pi x}{a}$.	
für $m = 2, 4, 6, \dots$ und $n = 2, 4, 6, \dots$:	
$w_{m,n}(x, y) = \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$.	

6.7 Berücksichtigung der elastischen Randlagerungen

Zur Berücksichtigung der Kraftübertragung durch Dübel werden lineare Federn in das Rechenmodell aufgenommen. Sie sind im gegenständlichen Fall bezüglich der Koordinatenachsen immer symmetrisch angeordnet (siehe Abbildung 6.5-b). Um den Einfluss der Nachgiebigkeit der Federn beim Lagrange'schen Prinzip für virtuelle Verschiebungen zu berücksichtigen, wird die Gleichung (6.41) um den folgenden Term (Gleichung (6.42)) erweitert.

$$\begin{aligned}
 & + \sum_{s=1}^{\max s} K_{Dx} w_{m,n} \delta w_{i,k} \Big|_{x=x_s, y=-\frac{b}{2}} + \sum_{s=1}^{\max s} K_{Dx} w_{m,n} \delta w_{i,k} \Big|_{x=x_s, y=\frac{b}{2}} \\
 & + \sum_{t=1}^{\max t} K_{Dy} w_{m,n} \delta w_{i,k} \Big|_{x=-\frac{a}{2}, y=y_t} + \sum_{t=1}^{\max t} K_{Dy} w_{m,n} \delta w_{i,k} \Big|_{x=-\frac{a}{2}, y=y_t}.
 \end{aligned} \tag{6.42}$$

Die Terme $\max s$ bzw. $\max t$ bezeichnen die Anzahl der angeordneten Federn parallel zur x - bzw. y -Achse. Die zugehörigen Federnkonstanten werden mit K_{Dx} bzw. K_{Dy} bezeichnet.

6.8 Zahlenbeispiele

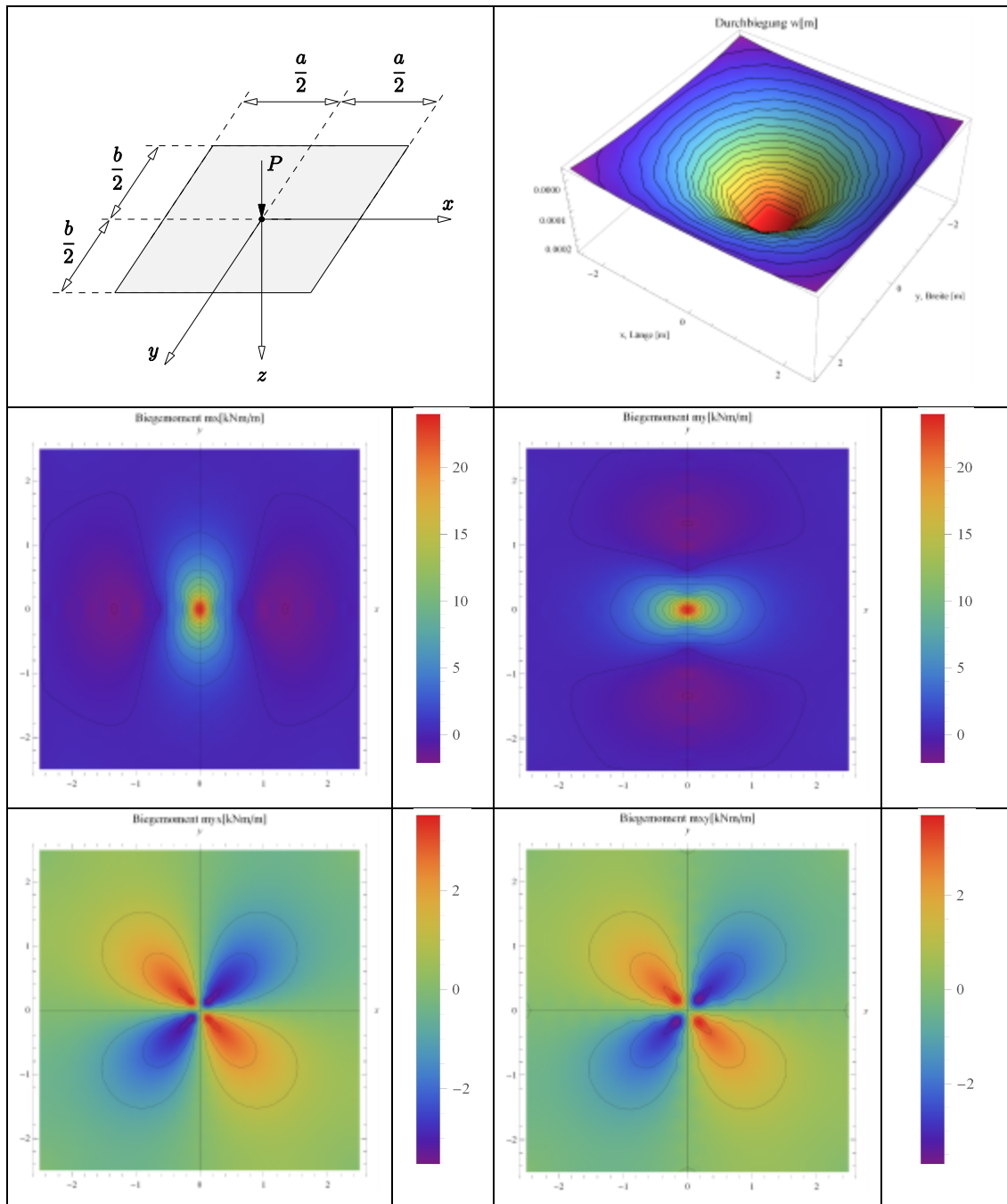
Zur Kontrolle, dass das entwickelte Berechnungsprogramm vertrauenswürdige Ergebnisse liefert, wurden nicht-triviale Probleme sowohl mit dem entwickelten Berechnungsprogramm als auch mit einem 3D Finite Elemente Programm untersucht und die Ergebnisse verglichen. In weiterer Folge werden die Ergebnisse mehrerer Zahlenbeispiele tabellarisch präsentiert.

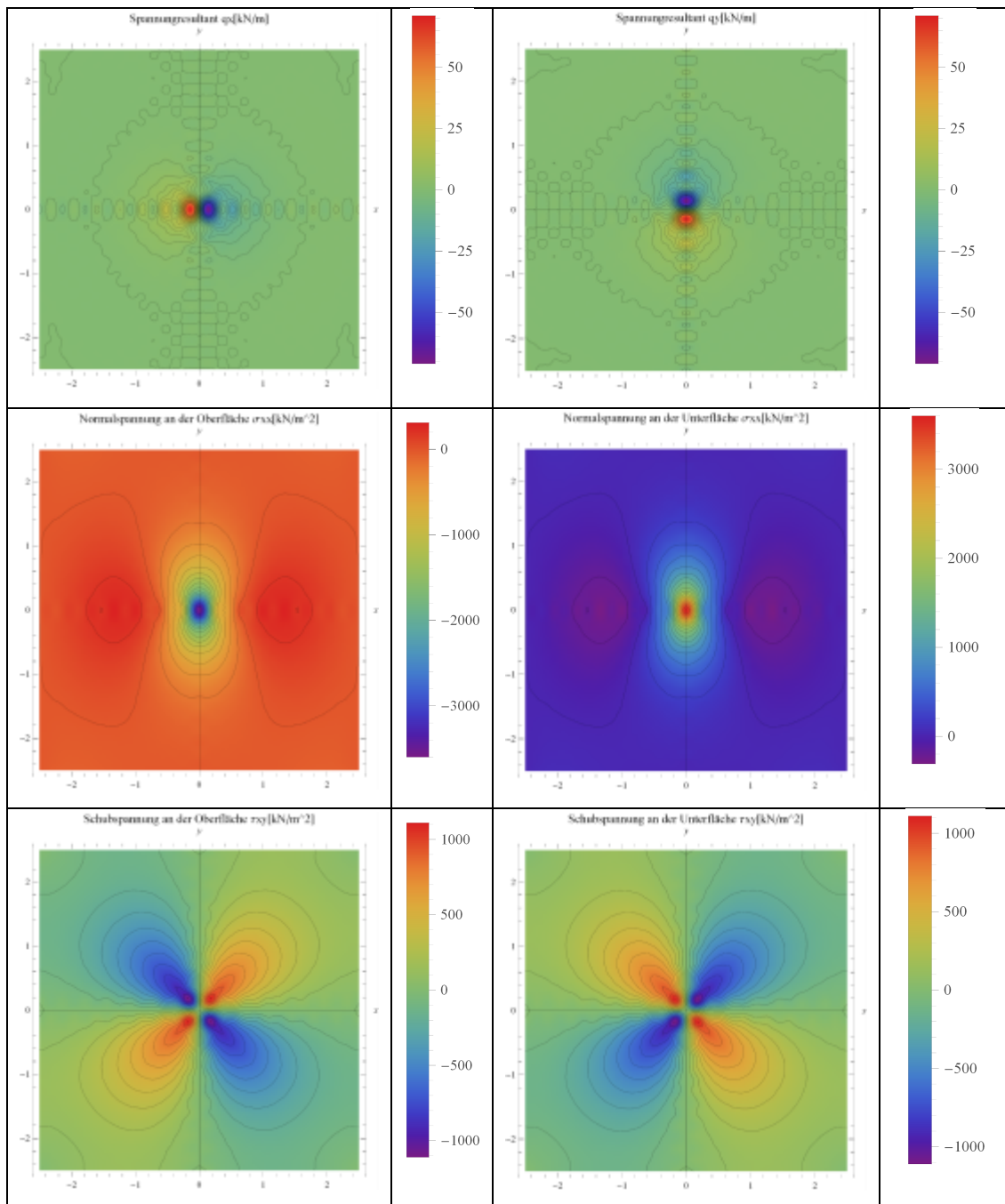
6.8.1 Frei schwimmende quadratische Platte mit mittig angeordneter Einzellast

Eine frei schwimmende quadratische Platte mit der Länge $a = 5$ m, Breite $b = 5$ m, und Dicke $h = 0,2$ m wird mit einer am Mittelpunkt angeordneter Einzellast $P = 100$ kN belastet.

Die Materialeigenschaften wurden wie folgt angenommen: Elastizitätsmodul von Beton $E = 3 \cdot 10^7$ kN/m², Querdehnungszahl $\nu = 0,167$, Winkler Bettungsmodul $k_z = 10^5$ kN/m³; für Ergebnisse siehe Tabelle 6.6.

Tabelle 6.6: Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.1





Zum Vergleich folgt die Gegenüberstellung von den Ergebnissen mit unabhängig durchgeführten FE Simulationen.

Numerische Ergebnisse nach RFEM Berechnung mit 1252 Flächenelemente:

$$w(0,0) = 284 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(1,25,1,25) = 35 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(2,5,2,5) = -39 \cdot 10^{-3} \text{ mm},$$

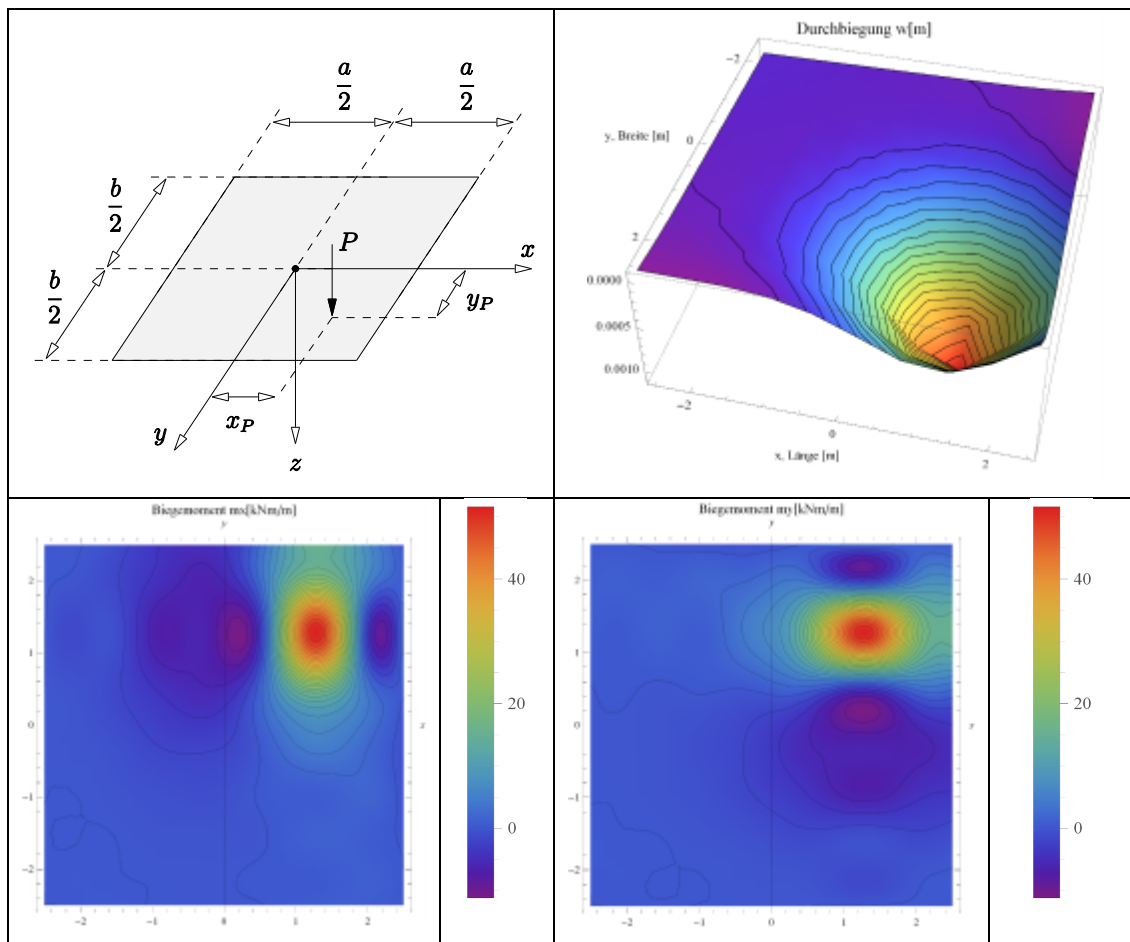
Numerische Ergebnisse nach der oben genannten Theorie mit 14 Reihengliedern:

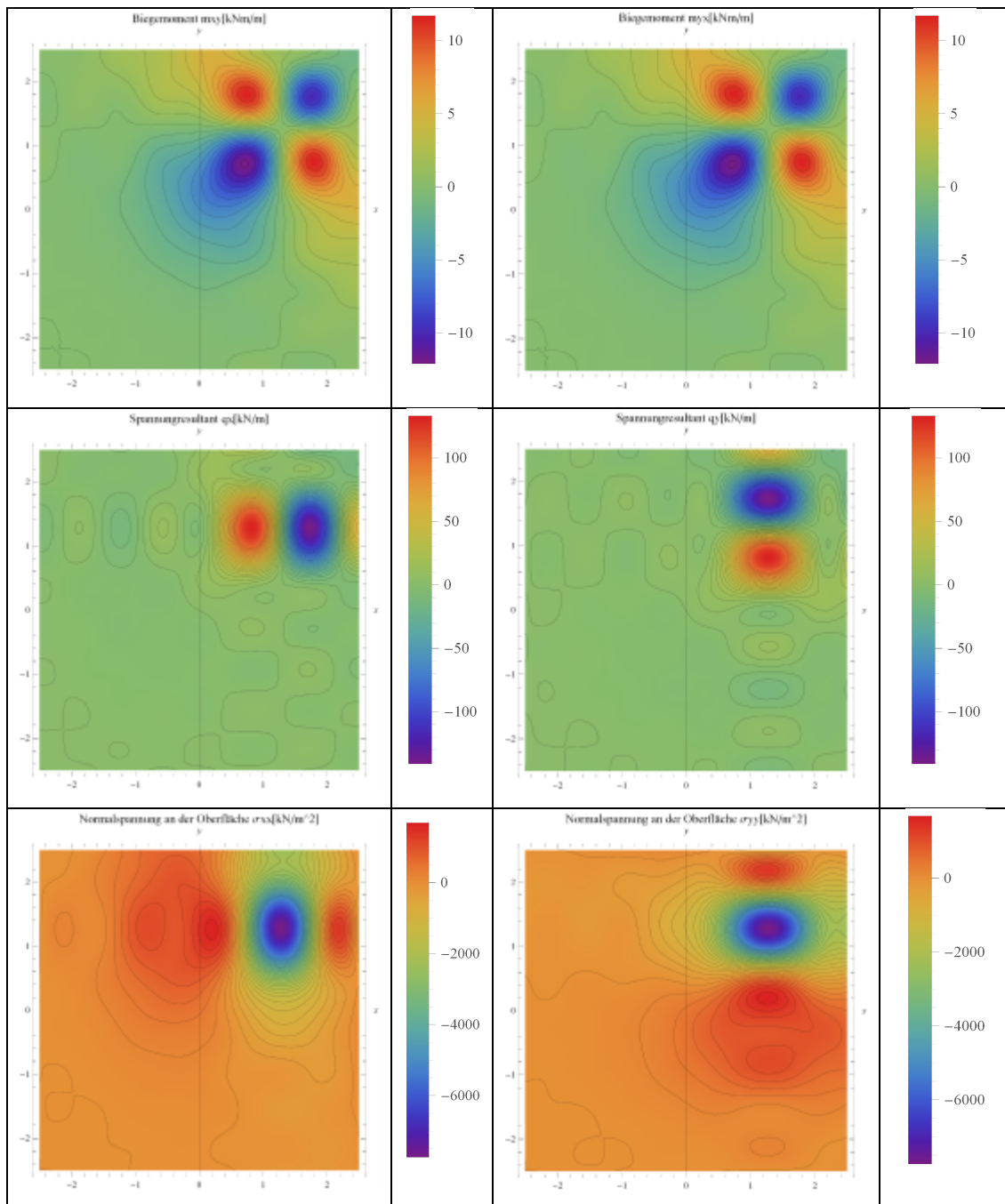
$$w(0,0) = 282 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(1,25,1,25) = 35 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(2,5,2,5) = -41 \cdot 10^{-3} \text{ mm}.$$

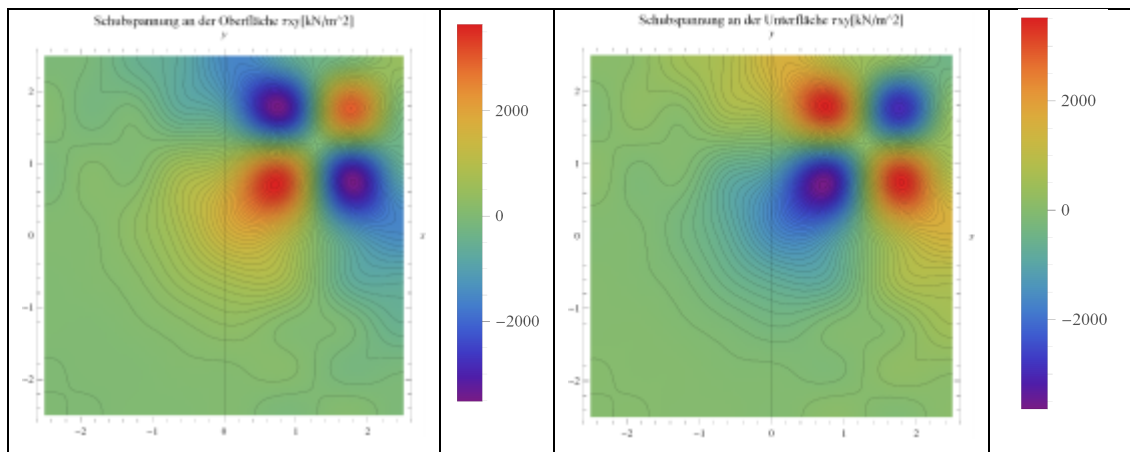
6.8.2 Frei schwimmende quadratische Platte mit Einzellast an einer beliebigen Stelle im Feldbereich

Eine frei schwimmende quadratische Platte mit der Länge $a=5$ m, Breite $b=5$ m und Dicke $h=0,2$ m wird mit einer Einzellast $P=400$ kN an der Stelle $x_P=1,25$ m, $y_P=1,25$ m belastet. Die Materialeigenschaften lauten: Elastizitätsmodul $E=3 \cdot 10^7$ kN/m², Querdehnungszahl $\nu=0,167$, Winkler Bettungsmodul $k_z=10^5$ kN/m³; für die Ergebnisse siehe Tabelle 6.7.

Tabelle 6.7: Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.2







Zum Vergleich folgt die Gegenüberstellung von den Ergebnissen mit unabhängig durchgeführten FE Simulationen.

Numerische Ergebnisse nach RFEM Berechnung mit 628 Flächenelemente:

$$w(0,0) = 140 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(1,25,1,25) = 1279 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(2,5,2,5) = 16 \cdot 10^{-3} \text{ mm},$$

Numerische Ergebnisse nach der oben genannten Theorie mit 4 Reihengliedern:

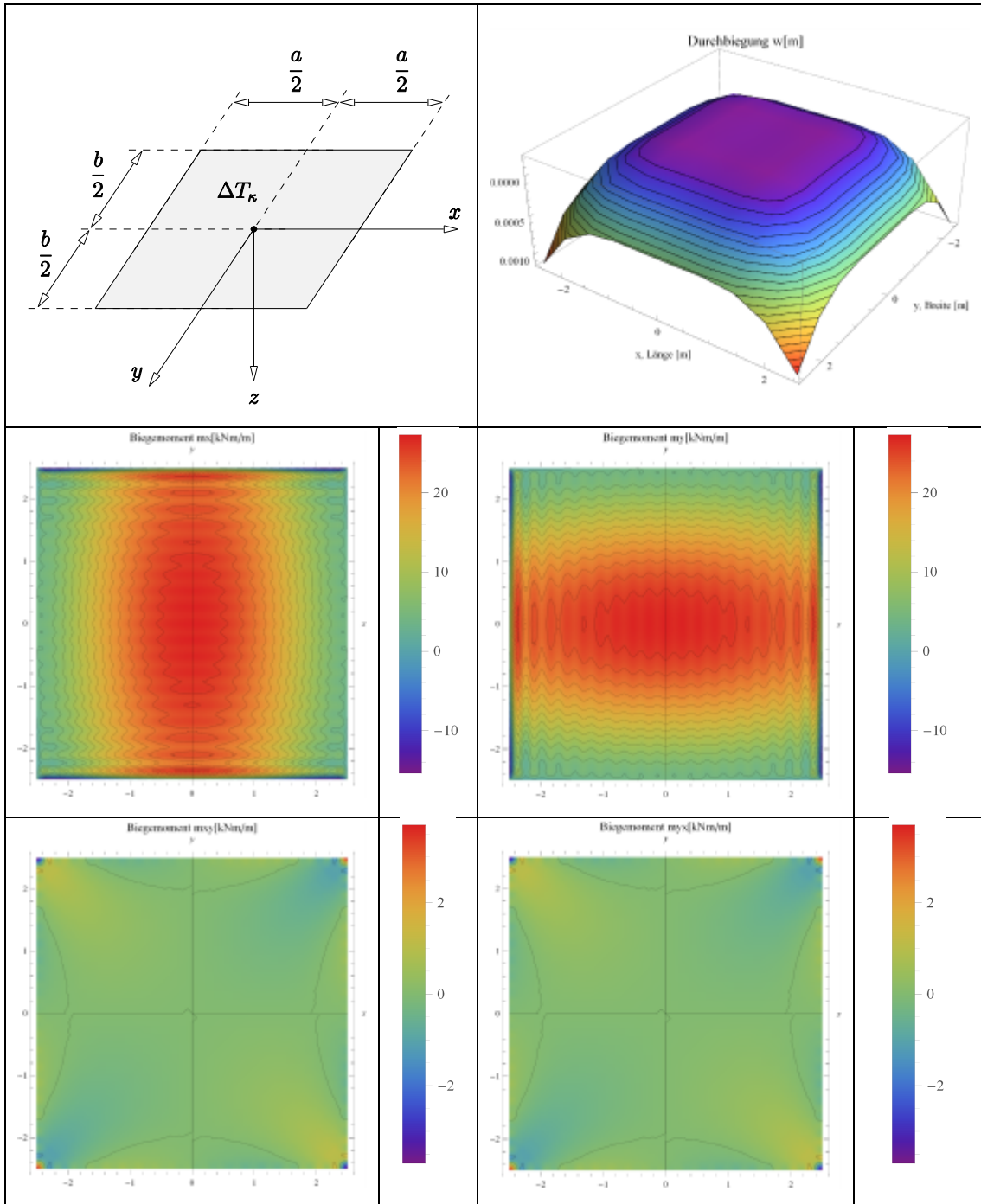
$$w(0,0) = 141 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(1,25,1,25) = 1215 \cdot 10^{-3} \text{ mm}, \quad w(2,5,2,5) = 16 \cdot 10^{-3} \text{ mm}.$$

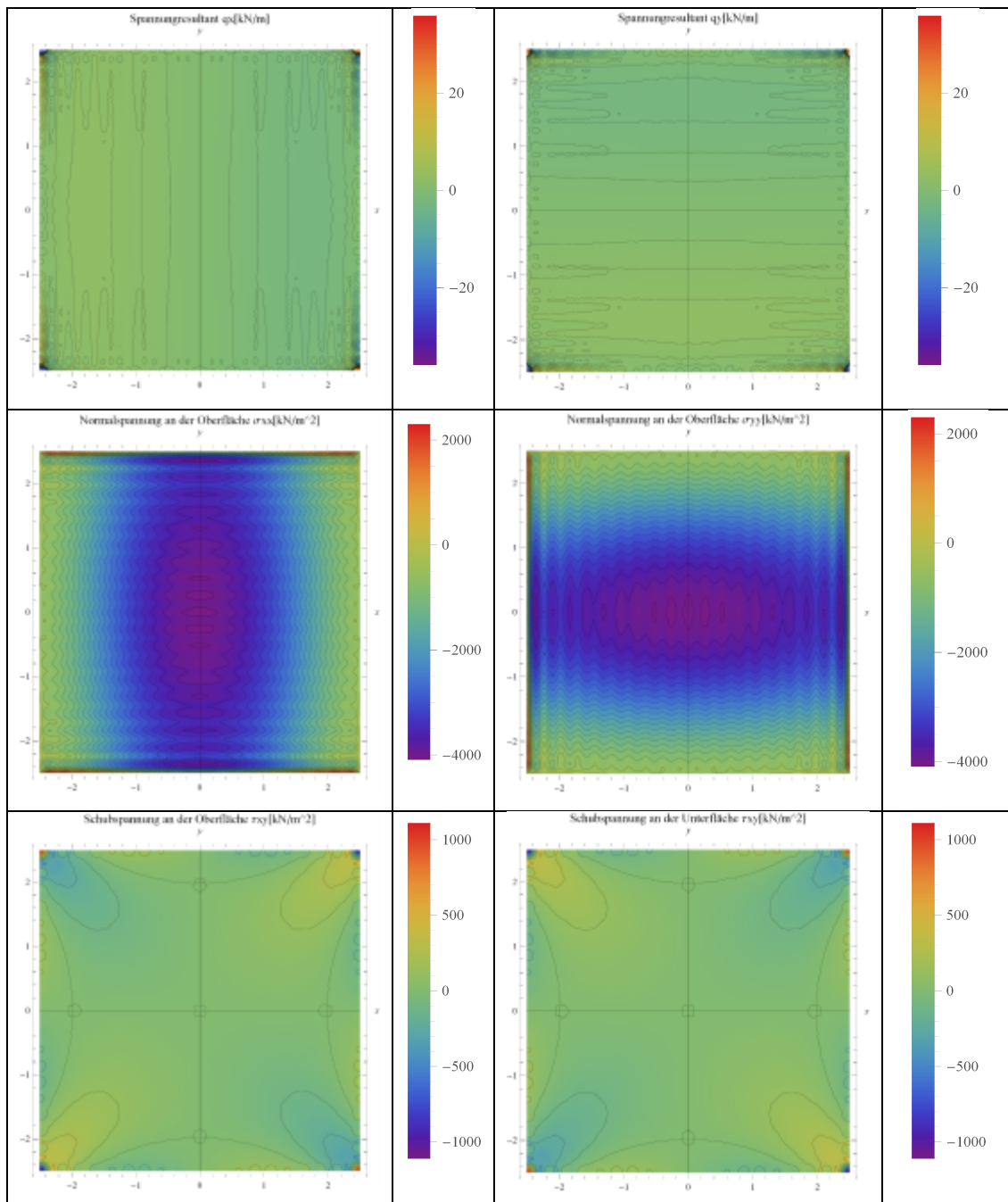
6.8.3 Frei schwimmende quadratische Platte unter Temperaturbeanspruchung

Eine frei schwimmende quadratische Platte mit der Länge $a = 5$ m, Breite $b = 5$ m und Dicke $h = 0,2$ m wird mit dem Lastfall Temperaturunterschied $\Delta T_K = -20$ K (Erwärmung der Oberfläche um 20 K) belastet. Die Materialeigenschaften lauten: Elastizitätsmodul $E = 3 \cdot 10^7$ kN/m², Querdehnungszahl $\nu = 0,167$, Winkler Bettungsmodul $k_z = 10^5$ kN/m³; für Ergebnisse siehe Tabelle 6.8.

Hinweis: Zur Berechnung dieses Lastfalles wird die einheitliche Temperaturkrümmung κ_T^e gemäß Kapitel 6.6 in eine trigonometrische Reihe entwickelt.

Tabelle 6.8: Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.3



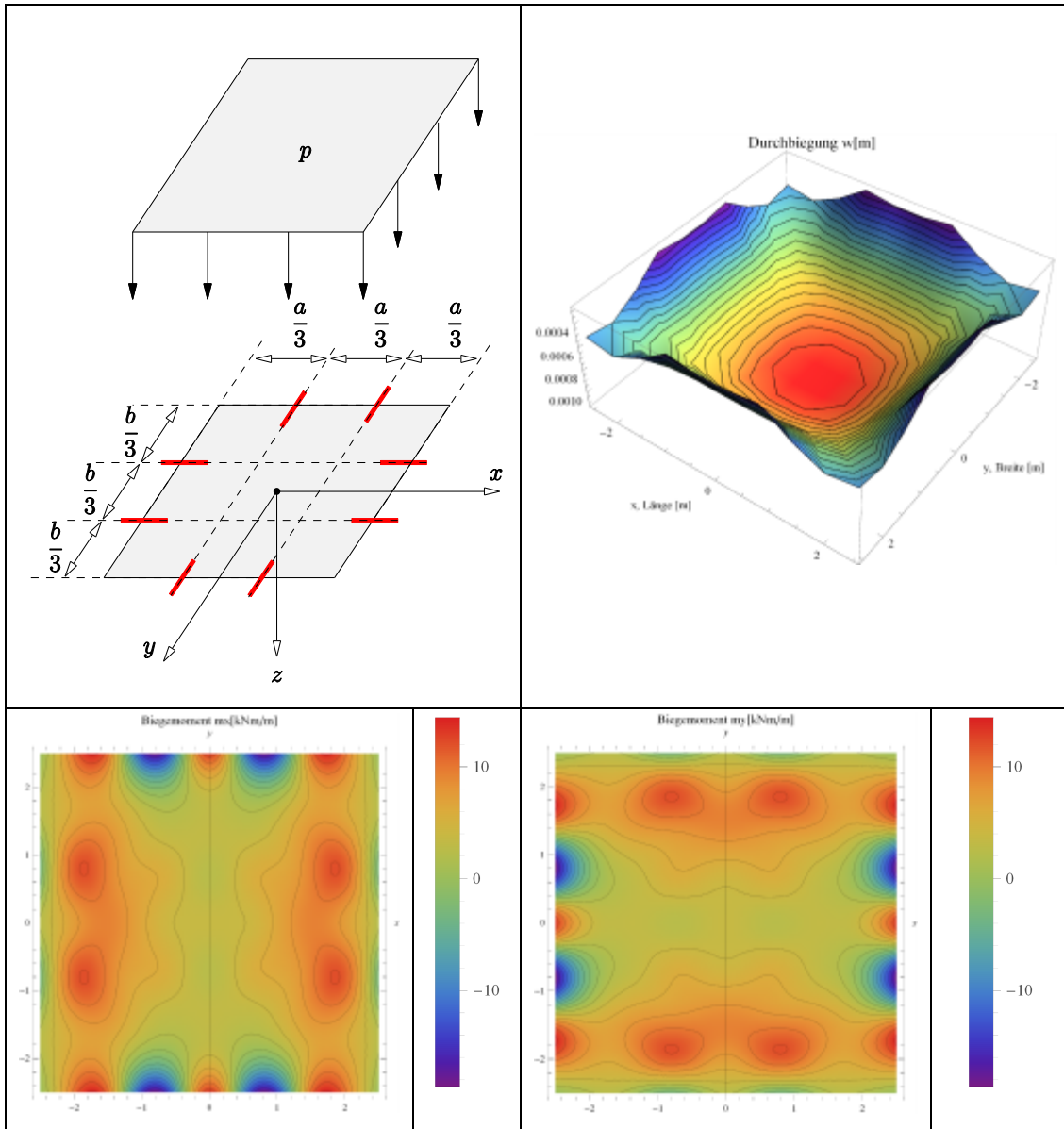


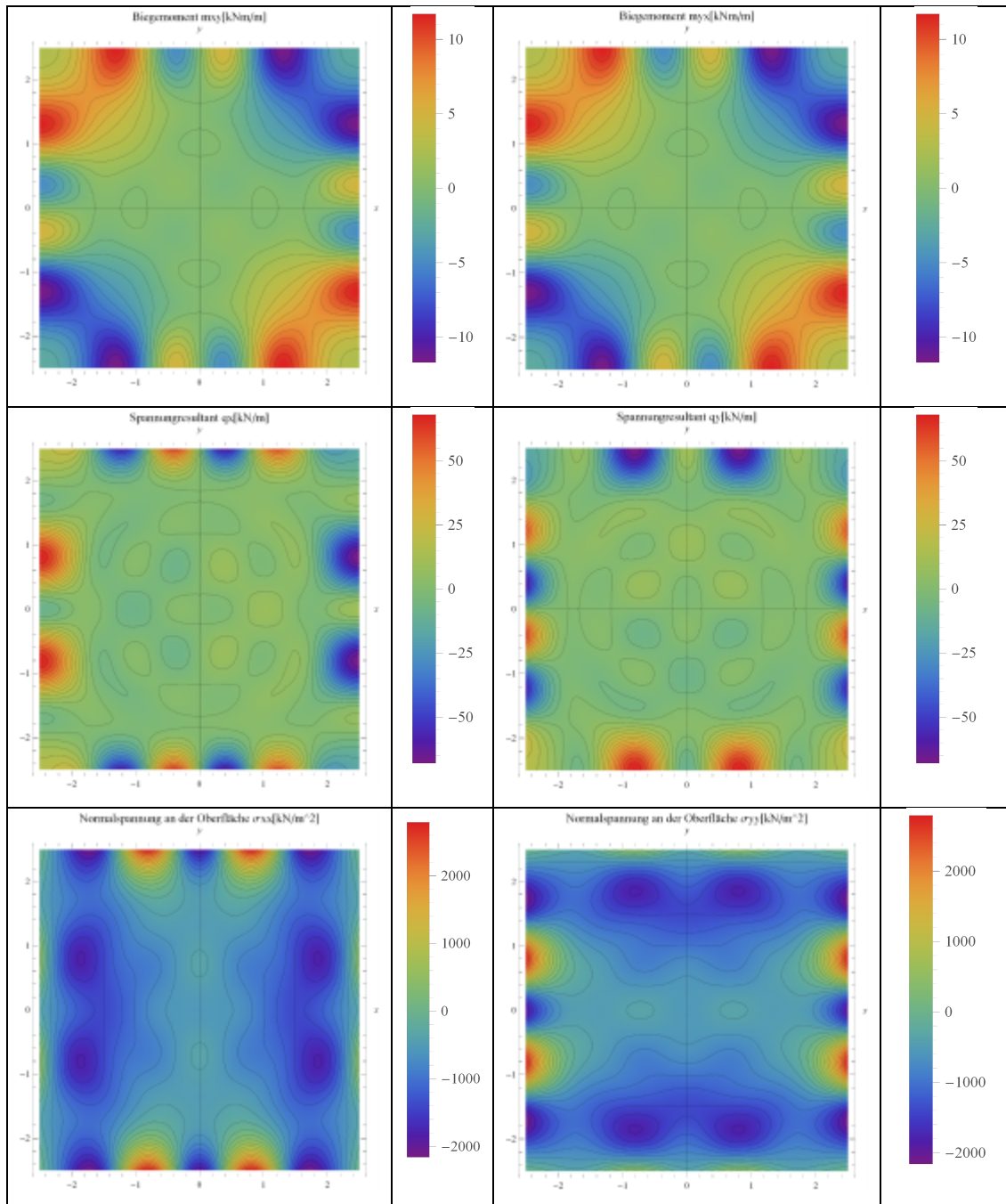
6.8.4 Frei schwimmende quadratische Platte mit 8 Dübeln unter konstanter Flächenlast

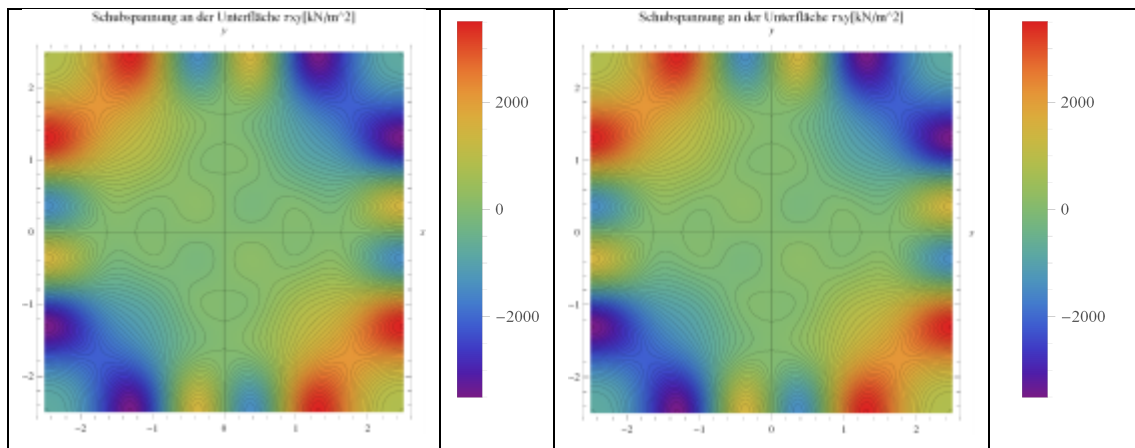
Eine frei schwimmende quadratische Platte mit der Länge $a=5$ m, Breite $b=5$ m und Dicke $h=0,2$ m wird mit konstanter Flächenlast $p=100$ kN/m² belastet. Die Materialeigenschaften lauten: Elastizitätsmodul $E=3 \cdot 10^7$ kN/m², Querdehnungszahl

$\nu = 0,167$, Winkler Bettungsmodul $k_z = 10^5 \text{ kN/m}^3$, die Federkonstante $K_{Dx} = K_{Dy} = 25 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$ für Ergebnisse siehe Tabelle 6.9.

Tabelle 6.9 Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.4







7 MATERIALEIGENSCHAFTEN MODERNER STRASSENBAUBETONE

7.1 Materialeigenschaft Steifigkeit

Die Steifigkeit von in Österreich üblichen Straßenbaubetonen (i.d.R. Festigkeitsklasse C25/30, C35/45 oder C45/55) beträgt zwischen 30.000 und 36.000 N/mm² [11]. In der Bemessung wird daher ein konstanter E-Modul von 30.000 N/mm² berücksichtigt. Die Querdehnzahl kann mit 0,15 angenommen werden.

7.2 Materialeigenschaft Festigkeit

Um möglichst aussagekräftigen Kennwerte über die Druck-, Spalt- und Biegezugfestigkeiten von Straßenbaubetonen zu erhalten, wurde eine Materialdatenbank erstellt, die Prüfergebnisse aus Forschungsprojekten bzw. aus Eignungs-, Erst- und Abnahmeprüfungen enthält. Die Daten hierfür wurden vom Forschungsinstitut der Österreichischen Zementindustrie als auch von der ASFiNAG zu Verfügung gestellt. Die Prüfergebnisse wurden durchgehend nach ÖNORM B 3303 [25] sowie gemäß RVS 08.17.02 (ehemals 8S.06.32) [26] ermittelt. Nachdem die Daten, je nach Quellen, in einem unterschiedlichen Format vorlagen, wurden sie händisch in die Materialdatenbank eingepflegt. Dies umfasst insgesamt über 370 Datensätze mit Betonprüfungen von akkreditierten Prüfanstalten für Betondeckenbaulose in Österreich.

Um eine flexible Auswertung der statistischen Kenndaten zu ermöglichen wurde die Datenbank als eigenständige Applikation umgesetzt. Die Datenbank wurde so konzipiert, dass mehrere Parameter gleichzeitig ausgewertet werden können (z.B.: Druck-, Biege- und Spaltzugfestigkeiten) und auch bei Bedarf zusätzliche Parameter ergänzt werden können. Die implementierte statistische Auswertung der Daten beruht auf der AL-DA [27]. Die wesentlichen Ausgabegrößen der Datenbank sind die Quantilschätzungen der Festigkeitskenngößen bei unterschiedlichen Wahrscheinlichkeiten. Nach [27] lässt sich für eine normal verteilte Zufallsvariable, für die der Erwartungswert sowie die Standardabweichung bekannt sind, die Quantile h_p für jedes p mit $0 < p < 1$ bestimmen. Für ausgewählte Quantile (Vertrauensniveaus) sind die Werte für Biege- und Spaltzugfestigkeit unterschieden nach

- Unterbeton mit natürlichem Gestein,
- Unterbeton mit recyceltem Gestein, und
- Oberbeton mit natürlichem Gestein

in den Tabelle 7.1 bis Tabelle 7.3 angegeben.

Tabelle 7.1: Statistisch ausgewertete Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit natürlichem Gestein ($n_{\text{Spaltzugfestigkeit}} = 53$, $n_{\text{Biegezugfestigkeit}} = 154$)

Unterbeton GK		Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
Vertrauensniveau [%]	60	3,74	6,36
	70	3,47	6,16
	80	3,14	5,97
	90	2,68	5,56
	95	2,29	5,27

Tabelle 7.2: Statistisch ausgewertete Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit recyceltem Gestein, ($n_{\text{Spaltzugfestigkeit}} = n_{\text{Biegezugfestigkeit}} = 26$)

Unterbeton RC		Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
Vertrauensniveau [%]	60	3,82	6,24
	70	3,67	6,00
	80	3,48	5,72
	90	3,21	5,30
	95	2,99	4,96

Tabelle 7.3: Statistisch ausgewertete Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Oberbeton mit natürlichem Gestein, ($n_{\text{Spaltzugfestigkeit}} = 83$, $n_{\text{Biegezugfestigkeit}} = 192$)

Oberbeton GK		Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
Vertrauensniveau [%]	60	4,58	7,87
	70	4,38	7,67
	80	4,15	7,42
	90	3,82	7,07
	95	3,54	6,78

Zudem wurde für die angeführten Betonarten ein statistischer Zusammenhang zwischen Biege- und Spaltzugfestigkeit abgeleitet. Dieser folgt

$$f_{ct(BZ)} = i \cdot f_{ct(SZ)} + j \quad (7.1)$$

mit

$f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²],

$f_{ct(SZ)}$... Spaltzugfestigkeit [N/mm²],

i, j ... Parameter zur Ermittlung des Zusammenhanges zwischen Spaltzug- und Biegezugfestigkeit

wobei die Werte für i und j für verschiedene Vertrauensniveaus in den Tabelle 7.4 bis Tabelle 7.6 angegeben sind.

Tabelle 7.4: Parameter i und j für den Zusammenhang von Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit natürlichem Gestein, (n = 21)

Unterbeton GK		i	j
Vertrauensniveau [%]	60	1,1536	1,92
	70	1,1536	1,86
	80	1,1536	1,77
	90	1,1536	1,64
	95	1,1536	1,55

Tabelle 7.5: Parameter i und j für den Zusammenhang von Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit recyciertem Gestein, (n = 26)

Unterbeton RC		i	j
Vertrauensniveau [%]	60	0,3055	5,47
	70	0,3055	5,2
	80	0,3055	4,69
	90	0,3055	4,28
	95	0,3055	4,09

Tabelle 7.6: Parameter i und j für den Zusammenhang von Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Oberbeton mit natürlichem Gestein, (n = 48)

Oberbeton GK		i	j
Vertrauensniveau [%]	60	1,4545	1,42
	70	1,4545	1,3
	80	1,4545	1,18
	90	1,4545	0,99
	95	1,4545	0,97

7.3 Materialeigenschaft Ermüdung

7.3.1 Prüfung und Bewertung der Betonermdung

Der Begriff Ermüdung im Bauwesen bezeichnet einen Schädigungsprozess in einem Werkstoff unter Umgebungseinflüssen wie mechanischer Belastung (Verkehrsbelastung, wechselnde Temperatur, UV-Strahlung und andere). Die Ermüdung führt zur Rissbildung und Abnahme der Steifigkeit eines Bauteils, wodurch die Lebensdauer einer Konstruktion verringert wird. Um diese Prozesse in der Bemessung von Betonplatten zu berücksichtigen, sind eine geeignete Prüfung und eine zuverlässige Bewertung der Betonermdung notwendig.

Die Belastung durch rollenden Verkehr ruft zyklische Belastung hervor, die im Zusammenhang mit den von der Temperatur verursachten Wölbspannungen zur Abnahme der Festigkeit des Betons führen. Dabei wird eine Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit von der zulässigen Anzahl an Lastwechseln (Schwingspielzahlen N) definiert. Der Zusammenhang zwischen der Schwingbreite und der zulässigen Anzahl an Lastwechseln bei der vorgegebenen Unterspannung ergibt die so genannte Wöhlerlinie. [28]

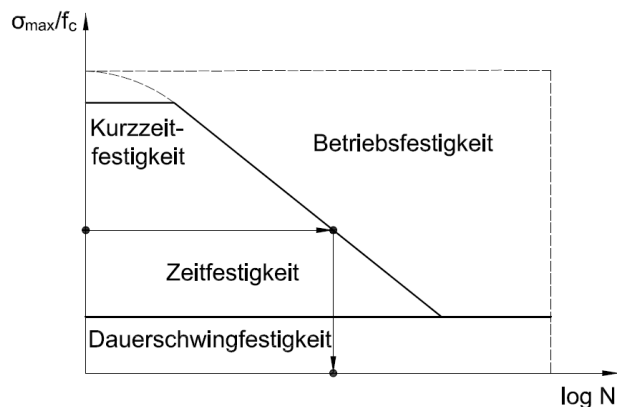
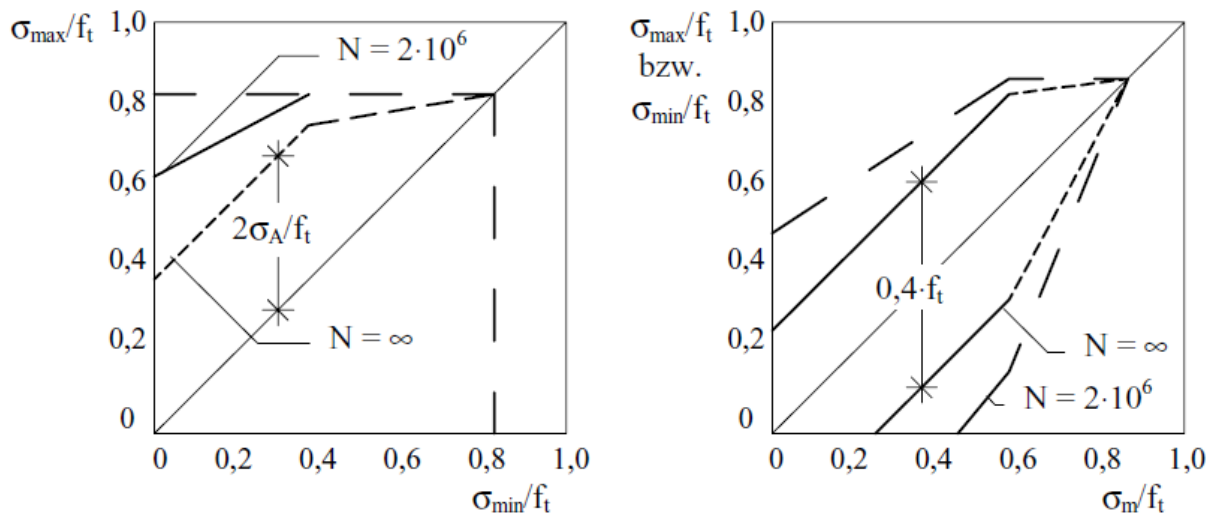


Abbildung 7.1: Wöhlerlinie [11]

In Abbildung 7.1 bezeichnet die Dauerschwingfestigkeit den Bereich, in dem die Schwingbeanspruchung theoretisch unendlich oft ertragen werden kann. Nach einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln führt die Schwingbeanspruchung zum Versagen (Zeitfestigkeit). Die Betriebsfestigkeit beschreibt die Lebensdauer für jene Fälle, in denen keine über die Zeit konstante Schwingbelastung vorliegt. Sie ist immer mindestens so groß wie die zu den gleichen Schwingbreiten gehörige Zeitfestigkeit, weil unter Betrieb auch Schwingbreiten mit einer niedrigeren Amplitude auftreten. [29]

Aus der Literatur sind zwei weitere Dauerfestigkeitsdiagramme – das Goodman-Diagramm und das Smith-Diagramm (siehe Abbildung 7.2) – bekannt. Beim Goodman-Diagramm ist die ertragbare Oberspannung σ_{\max} über die Unterspannung σ_{\min} aufgetragen, während das Smith-Diagramm die Oberspannung σ_{\max} und die Unterspannung σ_{\min} in Abhängigkeit von der mittleren Spannung σ_m beschreibt.



**Abbildung 7.2. Goodman-Diagramm (links) und Smith-Diagramm (rechts)
für Normalbeton C 30/37 [30]**

Zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Beton unter ständig wiederholter Beanspruchung wurden anhand von Ermüdungsversuchen zahlreiche Modelle entwickelt. Die Ermüdungsversuche für Beton wurden meistens in Form von Druckversuchen an Betonzylindern oder Betonprismen vorgenommen, wobei die reale Beanspruchungssituation von Betondecken in Straßen nur unzureichend abgebildet wurde. Im Fall von Verkehrsbeanspruchung ist eine Zugschwellenbelastung wesentlich für das Versagen des Betons.

Im Folgenden werden einige Ermüdungskriterien vorgestellt, die den Zusammenhang zwischen einwirkender Zug- bzw. Biegezugbelastung, der Festigkeit des Betons und der Schwingspielzahl N beschreiben. Zum besseren Verständnis werden alle Formzeichen und Indizes der Gleichungen dem österreichischen Regelwerk angepasst und standardisiert.

- **Kriterium nach Smith**

Das Kriterium von Smith wird in der bisher in Österreich verwendeten Bemessungsmethode angewandt. Eisenmann und Leykauf [4, 9-11] erweiterten die Untersuchungen von Hilsdorf und Kesler [31] und ermittelten anhand von Biegezugversuche folgenden Ausdruck für die Ermüdungsbeständigkeit:

$$\log N_{zul} = \frac{\frac{\sigma_{max}}{f_{ct(BZ)}} - 0,8}{0,0875 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ct(BZ)}} - 0,07} + 2 \quad (7.2)$$

mit

N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],

σ_{min} ... minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm²],

σ_{max} ... maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm²],

$f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²].

Die Gleichung ergibt den Zusammenhang zwischen Verkehrslastspannung und Wölbspannung als Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith (siehe Abbildung 7.3). Die Dauerschwingfestigkeit entspricht dabei näherungsweise $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele. Dies liefert unter Annahme einer Nacherhärtung des Betons mit zunehmender Liegedauer einen realistischen Bemessungsansatz. Die zulässigen Lastwechsel sind durch die auf die Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$ bezogene Ober- und Unterspannung ausgedrückt. Die Dauerfestigkeit des Betons wird für eine vorgegebene konstante Unterspannung und eine überlagerte (Verkehrs-) Beanspruchung σ_Q ermittelt.

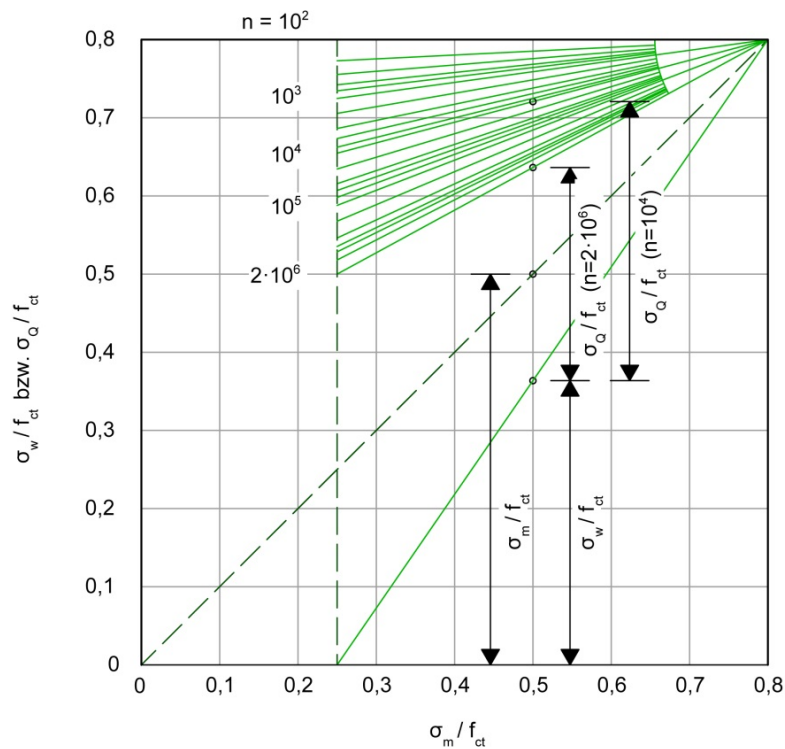


Abbildung 7.3: SMITH'sches Schaubild für die Ermüdung von Beton [4, 9-11]

- **Kriterium nach Teffers**

Dieses Ermüdungskriterium wird heutzutage bei der Dimensionierung von Betonstraßen in Schweden angewandt. Als bemessungsrelevante Spannungen werden jene auf der Unterseite der Betonplatte genommen.

Teffers [32, 33] erweiterte die Untersuchungen von Aas-Jakobsen (1970). Spaltzugversuche wurden an Betonwürfeln durchgeführt und eine Gleichung abgeleitet, die sowohl für Druck- als auch Zugspannungen gültig ist. Die Wölbspannungen werden als minimale Unterspannung eingeführt.

$$\log N_{zul} = \frac{1 - \frac{\sigma_{max}}{f_{ct(BZ)}}}{C_1 \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \right)} 2 \quad (7.3)$$

mit

- N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],
 σ_{min} ... minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm²],
 σ_{max} ... maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm²],
 $f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit des Betons [N/mm²],
 C_1 ... Koeffizient zur Berücksichtigung der Biege- bzw. Spaltzugfestigkeit.

Der Koeffizient C1 wurde in der Originalgleichung von Tepfers mit 0,0685 festgelegt. Die Untersuchungen von Oh [34] zeigen, dass die Gleichung sowohl bei Spaltzugbeanspruchung, wie auch bei Biegezugbeanspruchung mit C1=0,0690 gültig ist.

Die Gleichung wurde von zahlreichen Forschern in ihren Untersuchungen von verschiedenen ermüdungsbeanspruchten Betonkonstruktionen zur Festlegung der ertragbaren Lastwiederholungen verwendet.

- **Kriterium nach RDO-Beton**

In der RDO Beton 09 [35] wird kein Ermüdungskriterium unmittelbar definiert. In Abhängigkeit von der Lastwechselzahl wird ein Ermüdungsfaktor $\gamma_{c,fat}$ eingeführt. Der Kehrwert dieses Ermüdungsfaktors ist der sogenannte Anpassungsfaktor für die Beanspruchungsart m_b . Der Anpassungsfaktor gibt das Verhältnis der Berechnungsfestigkeit f_d zum Grundwert der Berechnungsfestigkeit f_d^0 an. Durch Umwandlung und Umrechnung lässt sich der Zusammenhang in die Form von Gleichung (7.4) bringen. [36]

$$\log N_{zul} = \frac{\frac{f_{ct(SZ)}}{\sigma_{max}} e^{-0,1365}}{0,15 - 0,748} \quad (7.4)$$

mit

- N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],
 σ_{max} ... maximale Spannung infolge Verkehrs- und Temperaturbelastung [N/mm²],
 $f_{ct(SZ)}$... Spaltzugfestigkeit [N/mm²].

Mit dem Kriterium wurden Ermüdungskurven (siehe Abbildung 7.4) ermittelt, die für die zuvor ermittelte Anzahl gleichgroßer äquivalenter Lastübergänge Eingangsgrößen für den Ermüdungsfaktor $\gamma_{c,fat}$ anbieten.

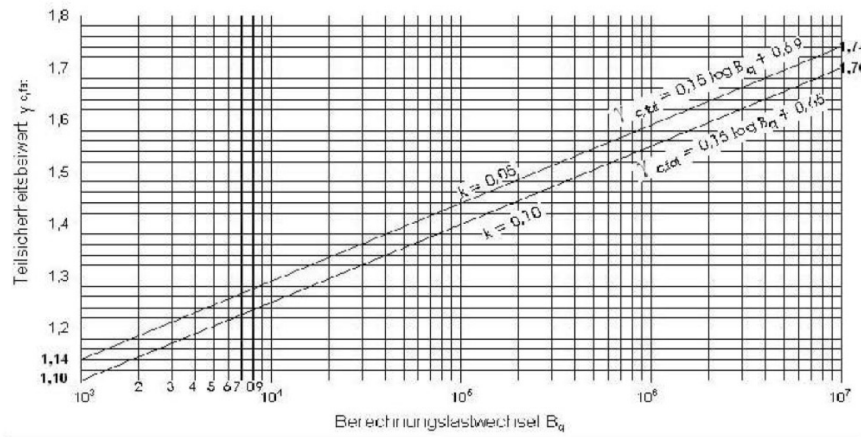


Abbildung 7.4: Ermüdungskurven nach RDO Beton [35]

- **Kriterium nach Zhang und Shi**

Shi [37] schlägt eine Gleichung vor, die den Spannungsbereich, das Spannungsverhältnis und die Überlebenswahrscheinlichkeit berücksichtigt.

$$S_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct(BZ)}} = AN_{zul}^{-B_R} \quad (7.5)$$

bzw.

$$S = \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct(BZ)}} = AN_{zul}^{-0,0422(1-R_{\sigma})} \quad (7.6)$$

mit

- S_{σ} ... Verhältnis von maximaler Spannung und Biegezugfestigkeit [-],
- σ_{\max} ... maximale Spannung infolge Verkehrs- und Temperaturbelastung [N/mm²],
- $f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²],
- A ... Koeffizient zur Berücksichtigung der Überlebenswahrscheinlichkeit SF,
- B_R ... Koeffizient zur Berücksichtigung des Spannungsverhältnisses R_{σ} ,

N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],

R_{σ} ... Spannungsverhältnis = $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

Der Koeffizient A wird in Abhängigkeit von der Überlebenswahrscheinlichkeit SF gemäß Tabelle 7.7 bestimmt.

Tabelle 7.7: Koeffizient A für eine gewählte Überlebenswahrscheinlichkeit SF

SF	0.95	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
A	0.9611	0.9843	1.0067	1.019	1.0289	1.038

Zhang [38] untersuchte die Einwirkung der Frequenz auf die Ermüdung von Beton. Er erweiterte die Gleichung von Furtak [39] in folgender Form:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct(BZ)}} = C_f [1 - (1 - R_{\sigma}) \beta \log N_{zul}] \quad (7.7)$$

mit

σ_{\max} ... maximale Spannung infolge Verkehrs- und Temperaturbelastung [N/mm²],

$f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²],

C_f ... Koeffizient zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz,

R_{σ} ... Spannungsverhältnis = $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$,

β ... Materialkonstante = 0,087 für Normalbeton,

a, b, c ... Materialkonstanten $a=0,249$; $b=0,920$; $c=0,796$,

N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-]

und

$$C_f = a b^{-\log f} + c \quad (7.8)$$

mit

C_f ... Koeffizient zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz [-],

f ... Belastungsfrequenz [Hz],

a, b, c ... Materialkonstanten $a=0,249$; $b=0,920$; $c=0,796$.

Basierend auf ausführlichen Untersuchungen schlugen die Forscher von der Pradue University Indiana [40] ein neues Ermüdungskriterium vor, das „New Shi“ genannt wurde und folgende Form hat:

$$S_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct(BZ)}} = C_f A N_{zul}^{-0,0422(1-R_{\sigma})} \quad (7.9)$$

mit

S_{σ} ... Verhältnis von maximaler Spannung und Biegezugfestigkeit [-],

σ_{\max} ... maximale Spannung infolge Verkehrs- und Temperaturbelastung [N/mm²],

$f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²],

C_f ... Koeffizient zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz [-],

A ... Koeffizient zur Berücksichtigung der Überlebenswahrscheinlichkeit SF,

N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],

R_{σ} ... Spannungsverhältnis = $\sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

Damit die Belastungsfrequenz berücksichtigt wird, wurde die ursprüngliche Shi-Gleichung um den Koeffizient C_f aus der Gleichung nach Zhangs erweitert.

- **Kriterium nach Roesler**

Roesler [41, 42] führte zahlreiche Ermüdungsversuche an Betonprobekörpern und Betondecken im Feld und im Labor durch. Seine Untersuchungen zeigen, dass es einen großen Unterschied zwischen der Biegezugfestigkeit von Beton bei Labor- und Feldversuchen gibt. Die Biegezugfestigkeit von Betonplatten bei Feldversuchen ist 1,3- bis 3,5-mal höher als die im Labor an Balken festgestellte Biegefestigkeit.

Anhand von Feldversuchen mit dem Heavy-Vehicle-Simulator wurde ein neues Kriterium abgeleitet, das die Wölbspannungen durch Temperaturbelastungen,

Spannungsverhältnissen (Ober- und Unterspannung), maximaler Spannungen und Belastungsfrequenz berücksichtigt. Das neue Modell prognostiziert Quer-, Längs- und Eckrisse. Folgender Ausdruck wurde abgeleitet:

$$\log N_{zul} = \frac{1 - (0,465S_{\sigma} + 0,088 \log T_f)}{0,153(1 - 0,297R_{\sigma})} \quad (7.10)$$

mit

N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],

S_{σ} ... Verhältnis von maximaler Spannung und Biegezugfestigkeit = $\sigma_{max} / f_{ct(BZ)}$ [-],

T_f ... Periode der wiederholten Belastungen 2,88 [sec / Zyklus],

R_{σ} ... Spannungsverhältnis = $\sigma_{min} / \sigma_{max}$,

$f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²],

σ_{min} ... minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm²],

σ_{max} ... maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm²].

- **Kriterium nach Crow**

Die ursprüngliche Gleichung wurde in Holland von VNC (Cement Industry Association) entwickelt und gilt nur für unbewehrte Betondecken:

$$\log N_{zul} = 12,6 \left[1 - \frac{0,8 \cdot \left(\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{f_{ct(BZ),o}} \right)}{0,8 - \frac{\sigma_{min}}{f_{ct(BZ),o}}} \right] \quad (7.11)$$

Das gegenwärtige Ermüdungskriterium nach Crow gilt sowohl bei bewehrten als auch bei unbewehrten Betondecken.

$$\log N_{zul} = \frac{12,903 \cdot \left(0,995 - \frac{\sigma_{max}}{f_{ct(BZ),o}} \right)}{1 - 0,7525 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ct(BZ),o}}} \quad 0,5 < \frac{\sigma_{max}}{f_{ct(BZ),o}} < 0,833 \quad (7.12)$$

$$f_{ct(BZ),o} = 1,3[(1600 - h)/1000][1,05 + 0,05(f_{ck,cube} + 8)]/1,2 \quad (7.13)$$

mit

- N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],
- σ_{min} ... minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm²],
- σ_{max} ... maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm²],
- $f_{ct(BZ),o}$... mittlere Biegezugfestigkeit des Betons [N/mm²],
- $f_{ct(SZ)}$... Spaltzugfestigkeit [N/mm²],
- $f_{ck,cube}$... charakteristische Würfel Druckfestigkeit [N/mm²],
- h ... Plattendicke [mm].

Die mittlere Biegezugfestigkeit wird als Funktion der Plattendicke und der charakteristischen Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ ausgedrückt.

Die Ermüdungsgleichung ist nur dann gültig, wenn die maximalen Spannungen zwischen 50% und 83,3% der maximalen Biegefestigkeit des Betons betragen. Spannungsverhältnisse, die nicht in diesem Bereich liegen sind unschädlich. Das Bemessungsmodell betrachtet die Spannungen auf der unteren Seite der Betonplatte.

7.3.2 Vergleich von Ermüdungskriterien

Die vorgestellten Kriterien zur Beschreibung der Ermüdungsbeständigkeit von Beton berücksichtigen verschiedene Parameter, wie die Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$, die Spaltzugfestigkeit $f_{ct(SZ)}$, die minimale Spannung σ_{min} sowie die maximale Spannung σ_{max} , das Spannungsverhältnis R_{σ} , die Belastungsfrequenz f und die Überlebenswahrscheinlichkeit SF. Die nachstehende Tabelle 7.8 gibt einen Überblick

darüber, welche Parameter in den einzelnen Kriterien einen Einfluss auf die Berechnung der zulässigen Anzahl an Lastwechseln (Normlastwechsel, NLW) haben.

Tabelle 7.8: Überblick der Ermüdungskriterien

Kriterium	Parameter						
	$f_{ct(BZ)}$ [N/mm ²]	$f_{ct(SZ)}$ [N/mm ²]	$a \cdot \sigma_{min}$ [N/mm ²]	σ_{max} [N/mm ²]	R_σ [-]	f [Hz]	SF [%]
Smith	✓	✗	✓	✓	✗	✗	✗
Tepfers	✓	✓	✗	✓	✓	✗	✗
RDO	✗	✓	✗	✓	✗	✗	✗
New Shi	✓	✗	✗	✓	✓	✓	✓
Crow	✓	✗	✓	✓	✗	✗	✗
Roesler	✓	✗	✗	✓	✓	✓	✗

Um ein geeignetes Ermüdungskriterium auswählen zu können, wurden die Bemessungsergebnisse mit jenen des Kriteriums in der derzeit angewandten Methode nach Smith [2, 4, 9-11, 43] verglichen. Der Vergleich erfolgte anhand eines Bemessungsbeispiels zur Ermittlung der technischen Lebensdauer (ausgedrückt als zulässige Anzahl an Normlastwechsel). Die Plattenabmessungen des Modells, die Materialeigenschaften und die Belastungen sind in folgender Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 7.9: Modellparameter

Eigenschaften der Platte	
Abmessungen	5,0 x 5,0 x 0,25 m
E-Modul	30.000 MN/m ²
Querdehnzahl	0,15
Biegezugfestigkeit	5,5 MN/m ²
Spaltzugfestigkeit	3,2 MN/m ²
Verkehrsbelastung	100 kN (Normachse)

Die Spannungen infolge der Verkehrsbelastung wurden mit den Formeln nach Westergaard [21] für verschiedene Achslasten und Belastungspositionen (Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke) berechnet. Dementsprechend wurden die Wölbspannungen infolge der

Temperaturbelastung mit der Theorie nach Eisenmann für verschiedene Temperaturgradienten (siehe Kapitel 5.3) ermittelt. Dabei unterscheiden sich die zulässigen Lastwechsel abhängig von den vier Untergrundtragfähigkeiten (siehe Kapitel 2, Tabelle 2.3).

Abbildung 7.5 veranschaulicht die Ergebnisse der Gegenüberstellung der Ermüdungskriterien bei einer Verkehrsbelastung von 100 kN, einem Temperaturgradient von 0,09 K/mm, einer Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm², einer Spaltzugfestigkeit von 3,23 N/mm² und einer Belastungsfrequenz von 8 Hz. Dabei lässt sich deutlich erkennen, dass die verschiedenen Modelle bei gleichem Spannungsverhältnis stark unterschiedliche Normlastwechsel ermitteln. Die mit dem Kriterium von Smith und Crow berechneten Normlastwechsel haben ungefähr die gleiche Größenordnung.

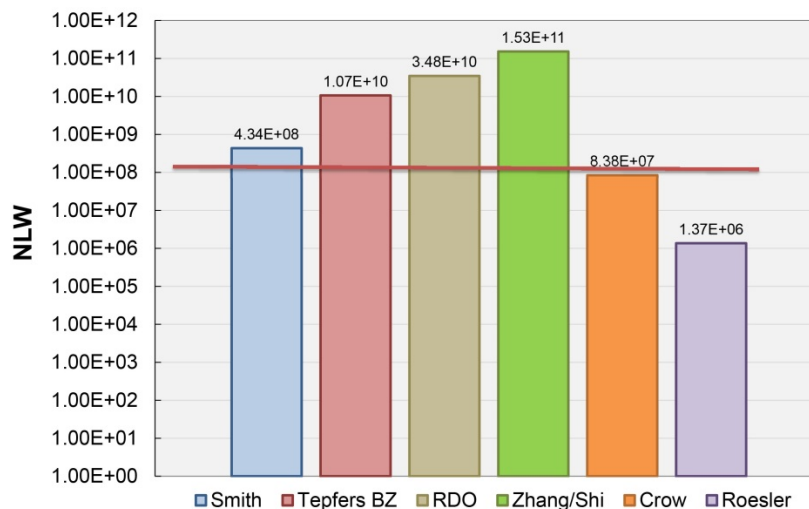


Abbildung 7.5: NLW für Lastfall Plattenrand

Mit Hilfe einer Parameterstudie wurde der Einfluss der Parameter Biegezugfestigkeit, Verkehrsbelastung, Wölbspannung und Frequenz untersucht. Diese Berechnungen wurden mit den Eingangsgrößen aus den bisher in Österreich gültigen Dimensionierungsmethoden durchgeführt. Die Auswirkungen der einzelnen Parameter werden in den nächsten Abbildungen (Abbildung 7.5 bis Abbildung 7.9) dargestellt.

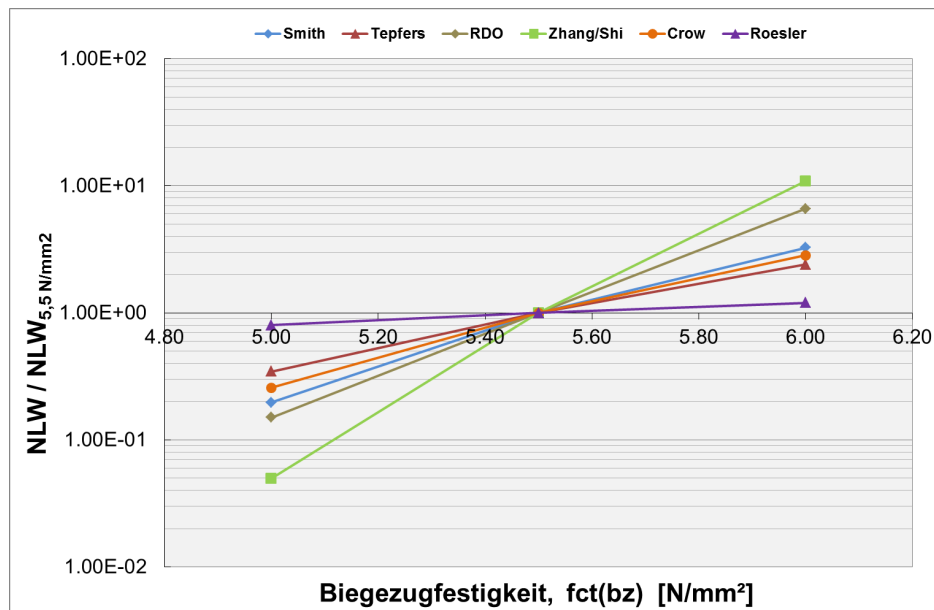


Abbildung 7.6: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Biegezugfestigkeit

Die Abbildung 7.6 gibt Auskunft über die Auswirkung der Biegezugfestigkeit auf die Normlastwechsel. Auf der x-Achse sind die relativen Normlastwechsel in Bezug auf die Normlastwechsel bei einer Biegezugfestigkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Die y-Achse zeigt die verschiedenen Werte der Biegezugfestigkeit. Die farbigen Linien bezeichnen die ermittelten Normlastwechsel mit den entsprechenden sechs Ermüdungskriterien. Durch eine solche Darstellung lässt sich einfach erkennen, wie groß der Einfluss des jeweiligen Parameters in den einzelnen Kriterien ist. Je näher die Linie zu der Horizontalachse liegt, desto geringer ist der Einfluss. Daher ist der Einfluss beim Kriterium von Zhang/ Shi am größten und beim Kriterium von Roesler am geringsten.

Analog zur Abbildung 7.6 wurde in Abbildung 7.7 die Auswirkung der Verkehrsbelastung auf den relativen Normlastwechsel in Bezug auf den Normlastwechsel bei einer Belastung von 100 kN veranschaulicht. Mit der Steigerung der Verkehrsbelastung nehmen die zulässigen Lastwechsel ab. Die Verkehrsbelastung beeinflusst am stärksten die ermittelten mit dem Kriterium von Zhang und RDO Normlastwechsel.

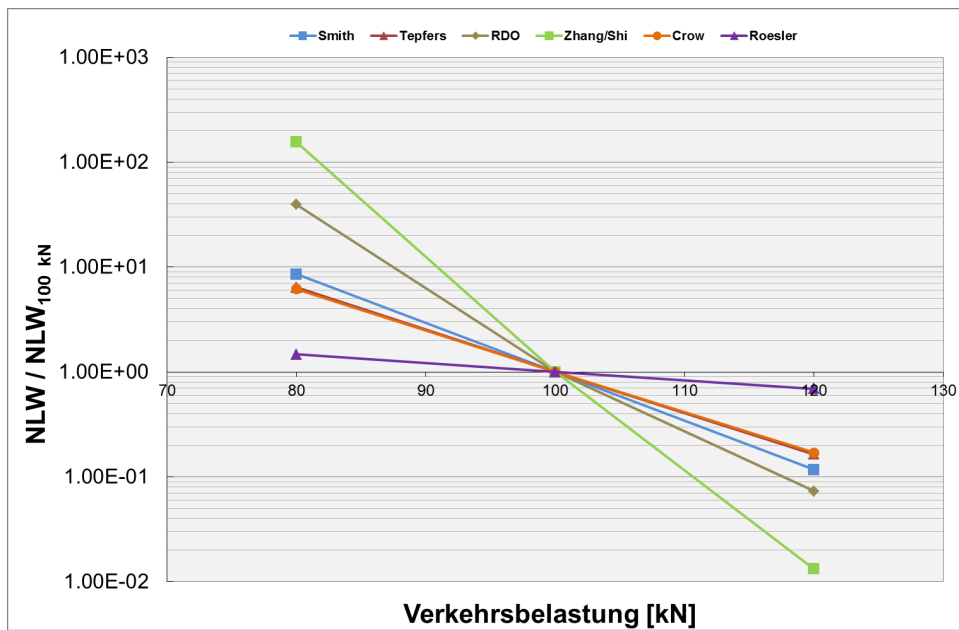


Abbildung 7.7: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Verkehrsbelastung

In der Abbildung 7.8 ist deutlich erkennbar, dass die unterschiedlichen Wölbspannungen einen sehr geringen Einfluss auf die berechnete Lebensdauer mit den Kriterien von Zhang/Shi, Tepfers und Roesler haben. Im Bereich der höheren Spannungen zeigen die Kriterien von Smith und Crow eine Verringerung der Normlastwechsel. Das Kriterium nach RDO zeigt sehr große und unrealistische Schwankungen der Lastwechsel.

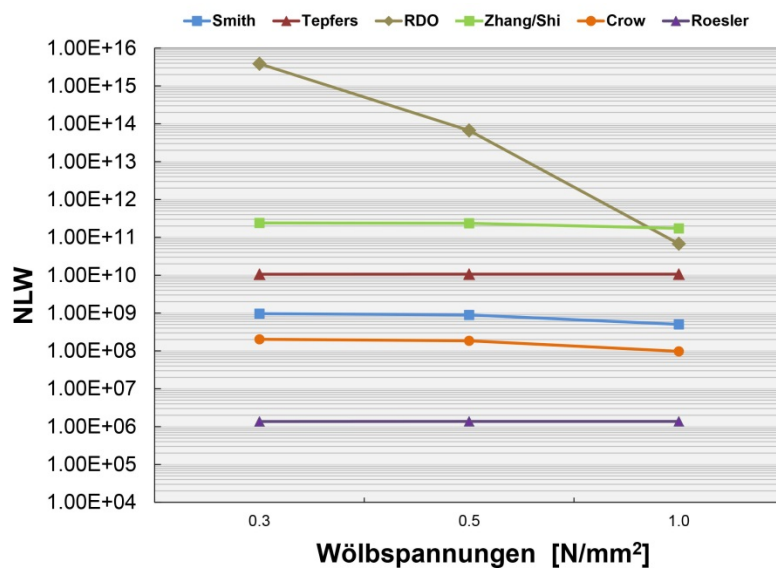


Abbildung 7.8: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Wölbspannung

Eine Änderung der (Belastungs-)Frequenz (siehe Abbildung 7.9) wirkt sich gering auf die berechneten Normlastwechsel mit den Kriterien von Zhang/Shi und von Roesler aus.

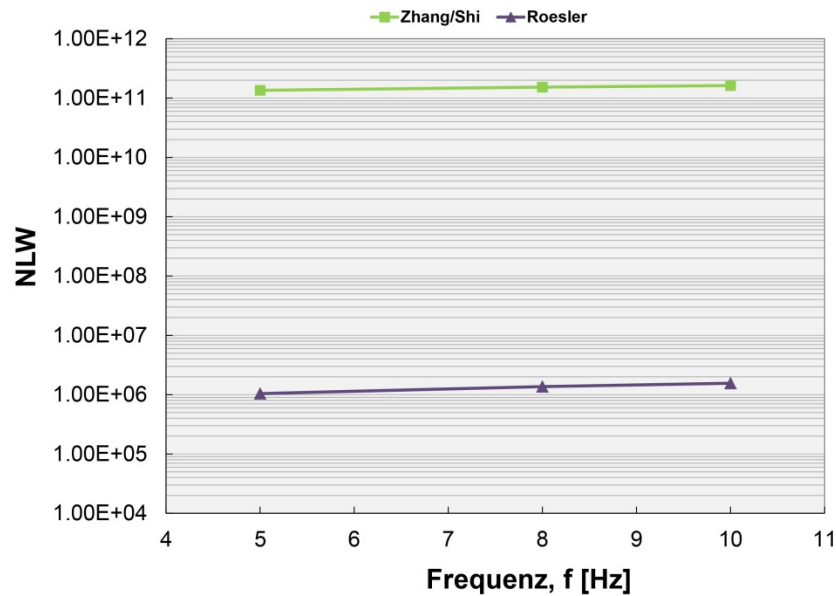


Abbildung 7.9: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Frequenz

Hieraus ergibt sich, dass die vorgestellten Ermüdungskriterien keine wesentlichen Vorteile im Vergleich mit dem bisher in Österreich verwendeten Kriterium nach Smith haben. Die zulässigen Normlastwechsel mit der Gleichung nach Smith werden abhängig von der Biegezugfestigkeit, den Wölbspannungen und den Spannungen infolge der Verkehrsbelastung prognostiziert. Das Kriterium nach Smith wurde somit in der Bemessungsmethodik (Kapitel 8) implementiert.

8 ENTWICKLUNG EINER RECHNERISCHEN DIMENSIONIERUNGSMETHODE FÜR BETONSTRASSEN

8.1 Übersicht

Die Bemessung erfolgt durch einen Vergleich aus einer zulässigen Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs N_{zul} (Widerstand) mit der Anzahl an zu erwartenden Überrollungen in einem definierten Bemessungszeitraum N_{erw} (Belastung) und folgt somit dem Bemessungsprinzip

$$\frac{N_{erw}}{N_{zul}} \leq 1 \quad (8.1)$$

Die erwartete Anzahl an Lastwechseln lässt sich dabei durch folgende Formeln bestimmen

$$N_{erw} = JDTLV \cdot V \cdot S \cdot 365 \cdot n \cdot z \quad (8.2)$$

$$z = \frac{q^n - 1}{n(q - 1)} [-] \quad (8.3)$$

$$q = 1 + \frac{p}{100} [-] \quad (8.4)$$

mit

- N_{erw} ... erwartete Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
- N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
- $JDTLV$... Anzahl an Schwerfahrzeugen mit 2-, 3- bzw. 4+Achser aus den Mautdaten (bezogen auf einen Fahrstreifen) [-]
- V ... Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahrstreifen (1,0 bei 1-2 Fahrstreife; 0,9 bei 3 oder mehr Fahrstreifen) [-]
- S ... Spurverteilungsfaktor [-] siehe Tabelle 8.1
- n ... Bemessungszeitraum in Jahren
- z ... Verkehrszuwachsfaktor [-]

p ... mittlere jährliche Zuwachsrate [%]

Tabelle 8.1: Spurverteilungsfaktor in Abhängigkeit der Fahrstreifenbreite b_f

b_f	<3,00 m	3,00 m	3,25 m	3,50 m	3,75 m	≥4,00 m
S	1,00	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70

Im Rahmen eines analytischen Bemessungsmodells beschreiben in der überarbeiteten österreichischen Dimensionierungsmethode allgemeingültige physikalisch-mechanische Gesetzmäßigkeiten die Reaktion des Straßenaufbaus auf äußere Lasteinwirkungen und bestimmen somit N_{zul} . Bei der Berücksichtigung des maßgebenden Lastkollektivs, sowie des Materialverhaltens für Beton (Steifigkeit -und Ermüdungseigenschaften) werden mehrere Bemessungsstufen (für Dübelkonfigurationen, Betonfestigkeiten und Verkehr) eingeführt, die in Abhängigkeit der zur Verfügung stehenden Datenlage (Verkehrsdaten, Ergebnisse aus Materialprüfungen, etc.) für den zu dimensionierenden Abschnitt gewählt werden können (siehe Kapitel 2). Dadurch wird sichergestellt, dass die Bemessung mit größer werdender Genauigkeit der Eingangsparameter durch die mögliche Verringerung der Bemessungsreserven wirtschaftlicher wird. Außerdem wurden die Ansätze zur Berücksichtigung der Temperaturverteilung in Betondecken überarbeitet (siehe Kapitel 5).

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen können mit Hilfe der Kirchhoff'schen Plattentheorie die maßgeblichen Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) im Straßenoberbau bestimmt werden.

8.2 Maßgebliche Verkehrsbelastung

Die Kenntnis der maßgebenden Verkehrsbelastung der Straße ist eines der zentralen Aspekte der Straßenoberbaudimensionierung. Gerade deswegen ist es für einen Straßenplaner, falls keine Daten zur Verkehrsbelastung vorliegen, entscheidend, auf ein Kollektiv zurückgreifen zu können, dass die aktuelle Verkehrsbelastung genauest möglich abbildet. Das in Methodik Konzept zur Berücksichtigung der Verkehrsbelastung basiert auf dem im Forschungsprojekt „OBESTO - Implementierung des GVO und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten“ [3] abgeleiteten repräsentative Schwerverkehrskollektiv und muss immer in Kombination mit aktuellen Mautdaten angewandt werden.

Generell sind im Netz der ASFiNAG die Daten der Mauterfassung in sehr guter Qualität und flächendeckend vorhanden. Die Zuordnung von Fahrzeugklassen und die Bestimmung der

Gesamtgewichtsverteilung sowie der Achslastverteilung liegen allerdings nur punktuell vor. Diesem Umstand Rechnung tragend, werden, je nach Datenverfügbarkeit, drei Bemessungsstufen festgelegt, welche in

Tabelle 8.2 dargestellt sind. Diese dreistufige Variation der Datenverfügbarkeit soll es dem Planer erlauben, je nach Bedarfsfall und im gewünschten Ausmaß auf das repräsentative Schwerverkehrskollektiv für Autobahnen und Schnellstraßen zurückgreifen zu können bzw. eigens erhobene Daten zur Verkehrsbelastung zu verwenden. Diese Vorgehensweise gewährleistet eine individuell auf die Datenverfügbarkeit abgestimmte Maximierung des Detaillierungsgrades der Bestimmung der maßgebenden Verkehrsbelastung.

Tabelle 8.2: Dreistufige Variation der Verkehrsdatenverfügbarkeit

Bemessungsstufen zur Ermittlung der maßgeblichen Verkehrsbelastung				
Datenverfügbarkeit				Schlussfolgerung
	Maut- daten	Anteil der Fahrzeugklassen am Schwerverkehr	Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen	
Bemessungs- stufe I	✓	✗	✗	→ Verwendung des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs, sowie der zugehörigen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen
Bemessungs- stufe II	✓	✓	✗	→ Verwendung der Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs
Bemessungs- stufe III	✓	✓	✓	→ Höchste Datenverfügbarkeit

Bemessungsstufe I ist nach derzeitigem Stand der Datenbasis der Standardanwendungsfall. Der Vorgehensweise liegt zugrunde, dass weder für die Häufigkeitsverteilung der Fahrzeugklassen noch für die Gesamtgewichtsverteilung der einzelnen Fahrzeugklassen Daten zur Verfügung stehen. Es wird daher das in [3] abgeleitete repräsentative Schwerverkehrskollektiv, sowie die dazugehörigen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen verwendet.

Bemessungsstufe II unterscheidet sich von der Planungsstufe I durch die genaue Kenntnis der Häufigkeitsverteilung der Fahrzeugklassen. Diese Planungsstufe wird eingeführt, da die Erhebung von Fahrzeugklassen in einem bestimmten Streckenabschnitt relativ einfach durch händische Verkehrszählungen möglich ist und somit ein höherer Detaillierungsgrad bei der Dimensionierung erreicht werden kann. In Verbindung mit den Gesamtgewichts- und

Achslastverteilungen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs können die mittleren Schädigungen des individuell vorliegenden Verkehrskollektivs für jeden Einzelfall berechnet werden.

Bemessungsstufe III ist bei optimaler Datengrundlage anzuwenden und liefert die genaueste Beanspruchungsvorhersage. Neben der Kenntnis der Mautdaten und der Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen, sind noch die Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen der Fahrzeugklassen bekannt. Ist es möglich diese Planungsstufe anzuwenden, ist der Planer nicht auf das repräsentative Schwerverkehrskollektiv sowie auf die damit verbundenen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen angewiesen. In diesem Fall kann, durch die hohe Datenverfügbarkeit, ein größtmöglicher Detaillierungsgrad bei der Straßenoberbaudimensionierung erzielt werden.

8.3 Berücksichtigung der Querkraftübertragung an Fugen

Wie bei der Bestimmung der maßgeblichen Verkehrsbelastung in Kapitel 8.2 kommt auch bei der Berücksichtigung der Querkraftübertragung an Querscheinfugen ein mehrstufiges Bemessungssystem zur Anwendung. In Abhängigkeit der verwendeten Dübel kann die tatsächliche Dübelkonfiguration (Durchmesser, Länge, Abstand) genau berücksichtigt werden. Dabei werden wie in Abbildung 8.1 dargestellt zwei Bemessungsstufen unterschieden, wobei der Detaillierungsgrad von Stufe I auf Stufe II steigt.

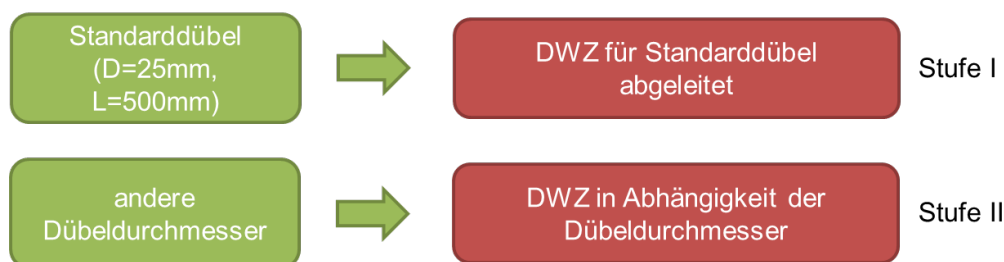


Abbildung 8.1: Bemessungsstufen zur Berücksichtigung der Dübelkonfiguration

In Stufe I wird von Standarddübeln (L500Ø25 mm) ausgegangen. Durch Wählen der Stufe II ist es erstmals möglich auch andere Dübelkonfigurationen (unterschiedliche Durchmesser sowie Abstände) in der Bemessung zu berücksichtigen.

8.4 Verbesserte Ansätze zur Klima- und Temperaturverteilung

Die klimatologischen Bedingungen haben einen sehr großen Einfluss auf das Verhalten von Oberbaukonstruktionen, deswegen sollen diese zweckmäßig in der Bemessung und bei der Lebensdauerberechnung berücksichtigt werden. In der überarbeiteten österreichischen Bemessungsmethode werden die jahrzeitlichen Schwankungen der Untergrundtragfähigkeit und die Temperaturverteilung infolge Erwärmung von oben berücksichtigt. Die Änderung der Untergrundtragfähigkeit im Laufe eines Jahres wird durch die in Tabelle 8.3 angegebenen Werte für die Tragfähigkeitsperioden beachtet.

Tabelle 8.3: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [7, 16]

Jahresperiode	Tragfähigkeit in % des Herbstwerts	angesetzter Modul $E_{\text{dyn,UG}}$ [MN/m ²]
Winterperiode 16.12. – 15.3.	200	280
Frühjahrstauperiode 16.3. – 15.5.	50	70
Übergangsperiode 16.5. – 15.6.	70	100
Sommer-/Herbstperiode 16.6. – 15.12.	100	140

Wesentlich für die Bemessung sind die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betonplatte, die infolge einer Erwärmung von oben entstehen. Diese Spannungen hängen stark von der Temperaturdifferenz – die von über das Jahr wechselnden Temperaturverhältnissen beeinflusst wird – zwischen der Ober- und Unterseite der Betondecke ab.

Die Ermittlung dieser Wölbspannungen erfolgt mit der von Houben überarbeiteten Theorie nach Eisenmann, welche die Berücksichtigung von verschiedenen Temperaturgradienten erlaubt. Zur Ermittlung der Temperaturgradienten dient die in Kapitel 5 entwickelte Klimakarte (siehe Abbildung 5.6).

8.5 Materialeigenschaften modernen Straßenbaubetone

Als Ergebnis der Untersuchungen verschiedener Ermüdungskriterien in Kapitel 7 wurde das Kriterium nach Smith (siehe Gleichung (7.1) bzw. Abbildung 7.3) ausgewählt. Dieses Kriterium bildet das Ermüdungsverhalten realitätsnah ab und wurde bereits in der bisher in Österreich angewandten Bemessungsmethodik verwendet. Andere untersuchte Kriterien weisen keinen wesentlichen Vorteil gegenüber dem Kriterium nach Smith auf.

Die Festigkeitseigenschaften des eingesetzten (Unter-)Betons spielen für die Ermüdungsbeständigkeit und damit für die technische Lebensdauer als Ergebnis der Dimensionierung eine entscheidende Rolle. Daher wurde – wie bei den Eingangsgrößen Verkehrsbelastung (Kapitel 8.2) und Querkraftübertragung (Kapitel 8.3) – ein mehrstufiges System zur Bestimmung der maßgeblichen Biegezugfestigkeit entwickelt. In Abhängigkeit des getätigten Prüfaufwandes können die tatsächlichen Eigenschaften des verwendeten Betons mehr oder weniger genau berücksichtigt werden. Das Bemessungssystem ist in Abbildung 8.2 dargestellt.

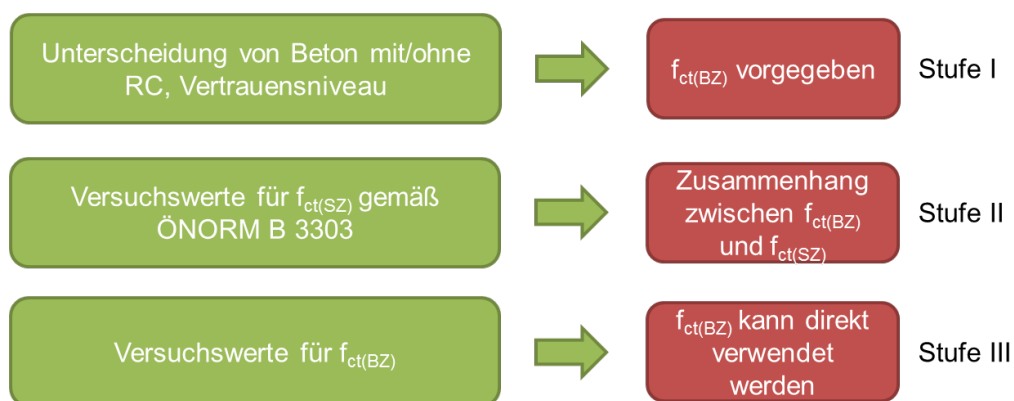


Abbildung 8.2: Bemessungsstufen zur Berücksichtigung der Biegezugfestigkeit

Ist lediglich die Art der Gesteinskörnung (mit oder ohne recylierten Anteilen) bekannt, muss Stufe I angewandt werden. Dabei kann für ein gewähltes Vertrauensniveau eine statistisch abgesicherte Biegezugfestigkeit aus Tabelle 7.1 bzw. Tabelle 7.2 abgelesen werden.

Wird die Spaltzugfestigkeit gemäß ÖNORM B 3303 [25] geprüft, kann die Biegezugfestigkeit aus dieser in Stufe II mit Hilfe des Zusammenhangs in Gleichung (7.1) und der Parameter in Tabelle 7.4 bzw. Tabelle 7.5 bestimmt werden.

Bei Bestimmung der Biegezugfestigkeit gemäß ÖNORM B 3303 [25] kann diese direkt in die Bemessung übernommen werden. Dabei wird das Materialverhalten so realitätsgetreu wie möglich beschrieben, wodurch geringere Bemessungsreserven vorgehalten werden müssen.

8.6 Vergleichende Bewertung der Bemessungsergebnisse

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den vorangegangenen Kapiteln können nun Bemessungsergebnisse miteinander verglichen, analysiert und interpretiert werden. Die bei den Berechnungen herrschenden Randbedingungen können der

Tabelle 8.4 entnommen werden.

Tabelle 8.4: Randbedingungen zur Bewertung der Bemessungsergebnisse

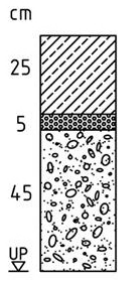
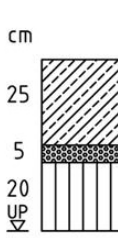
Klima	Klimazone I (grün)
Achsabstand	minimal gemäß VC-Einteilung
Achslast-und Gesamtgewichtsverteilung	Repräsentatives Modell-Schwerverkehrskollektiv
Verkehrszusammensetzung innerhalb der Fahrzeuggruppen	Repräsentatives Modell-Schwerverkehrskollektiv
Anteile der Fahrzeuggruppen am Gesamtkollektiv	A10 Abschnitt Puch Urstein – Hallein (Fahrtrichtung Villach)
Beton	Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)} = 5,27$ MPa (Stufe I, Vertrauensniveau 95 %)
	Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$ variabel
Ermüdungsverhalten	Theorie nach Smith
Berücksichtigung der Wölbspannungen	Theorie nach Eisenmann (Houben)
Struktur	Bautypen BE1 und BE2 gemäß RVS 03.08.63 [1] (Dicke der Betondeckenschicht wird variiert)
Plattenabmessungen	5,00 m x 5,00 m; 6,25 m x 6,25 m
Dübelkonfiguration	Ø16, Ø25, Ø32 mit L500; 17 Stück; nur in Querfuge

Um eine repräsentative Temperaturverteilung zu erhalten, wird bei den Berechnungen als Standardfall Klimazone I gewählt. Die Verkehrszusammensetzung nach Fahrzeugklassen innerhalb der Fahrzeuggruppen, sowie die zugehörigen Achslast- und Gesamtgewichtsverteilungen werden gemäß dem entwickelten repräsentativen Schwerverkehrskollektiv angenommen. Der Anteil der Fahrzeuggruppen am Gesamtkollektiv wird für den Streckenabschnitt Puch Urstein – Hallein auf der A10, Fahrtrichtung Villach (Median sortiert nach dem Anteil der 4+-Achser am Schwerverkehrsaufkommen) angesetzt.

Um die Auswirkungen der Materialsteifigkeit des Betons auf das Bemessungsergebnis zu untersuchen, wurde im Rahmen der Vergleichsrechnungen die Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$ variiert. Das Ermüdungsverhalten wurde mit der Theorie nach Smith, die Wölbspannungen mit der Theorie nach Eisenmann (Houben) berücksichtigt.

Die Bemessung wurde für Aufbauten der Bautypen BE1 und BE2 gemäß RVS 03.08.63 [1] durchgeführt (siehe Tabelle 8.5), wobei zur Erstellung von Bemessungsdiagrammen die Dicke der Betondeckenschicht, die Dübeldurchmesser, die Plattenabmessungen, die Biegezugfestigkeit des Betons, das Vertrauensniveau für die Materialsteifigkeit sowie die Klimazonen variiert wurden.

Tabelle 8.5: Untersuchte Bautypen gemäß RVS 03.08.63 [1]

Bautyp BE1	Bautyp BE2
 <p>cm 25 5 45 UP ▽</p>	 <p>cm 25 5 20 UP ▽</p>

Die Bemessung erfolgt wie in Kapitel 7 beschrieben, die Ergebnisse sind in der Abbildung 8.3 bis Abbildung 8.9 ersichtlich.

In Abbildung 8.3 sind die maximal zulässigen Lastwechsel für Bautyp BE1 (Betondecke auf ungebundener Tragschichte) in Abhängigkeit der Dicke der Betondeckenschicht aufgetragen. Aus diesem Diagramm ist ersichtlich, dass die zulässige Anzahl an Lastwechsel mit zunehmender Dicke der Betondecke steigt. Dabei ist eine gute Übereinstimmung mit den Standardaufbauten im Bemessungskatalog von RVS 03.08.63 für Betondeckendicken bis 25 cm ersichtlich. Bei dickeren Betondecken kommen die überarbeiteten (realitätsnahen) Annahmen zu den Klimakenngrößen zum Tragen. Daher ergeben sich hier Abweichungen von den Standardaufbauten.

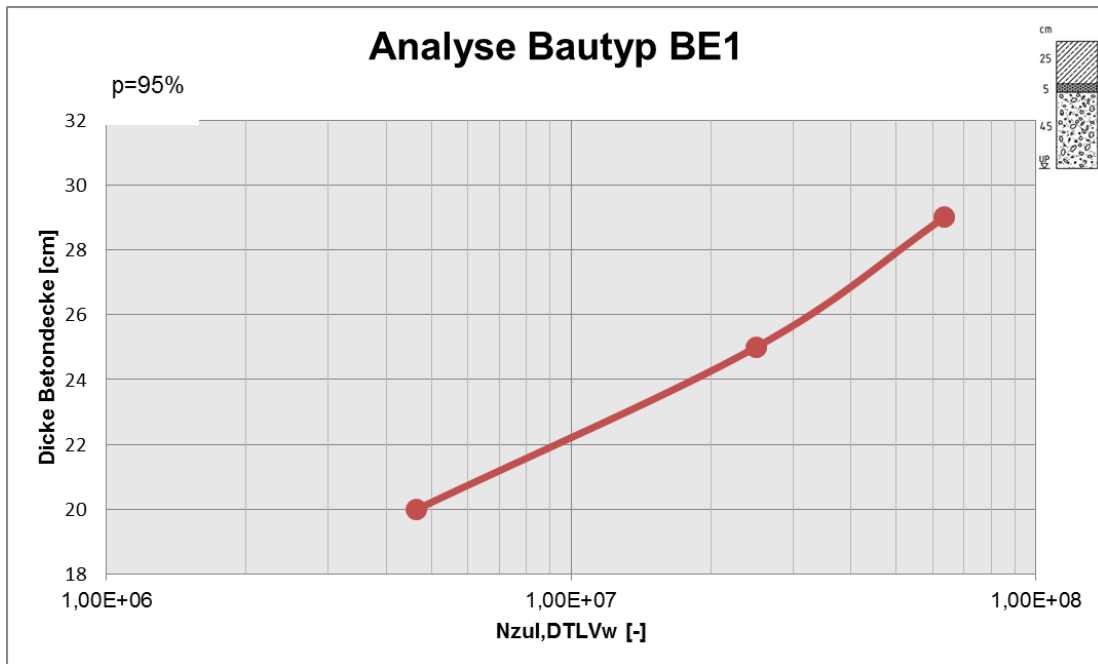


Abbildung 8.3: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Dicke der Betonschicht

Abbildung 8.4 zeigt den Einfluss des Dübeldurchmessers für eine Betondecke mit der Dicke von 25 cm (Bautyp BE1). Hier fällt auf, dass durch den Einsatz von geringeren Dübeldurchmessern ($\varnothing 16$) sich die Anzahl der zulässigen Lastwechsel für Dübel mit einem Durchmesser von 25 mm, auf 40% reduziert. Bei der Verwendung von Dübel mit größerem Durchmesser ($\varnothing 32$) können die zulässigen Lastwechsel auf 160% gesteigert werden.

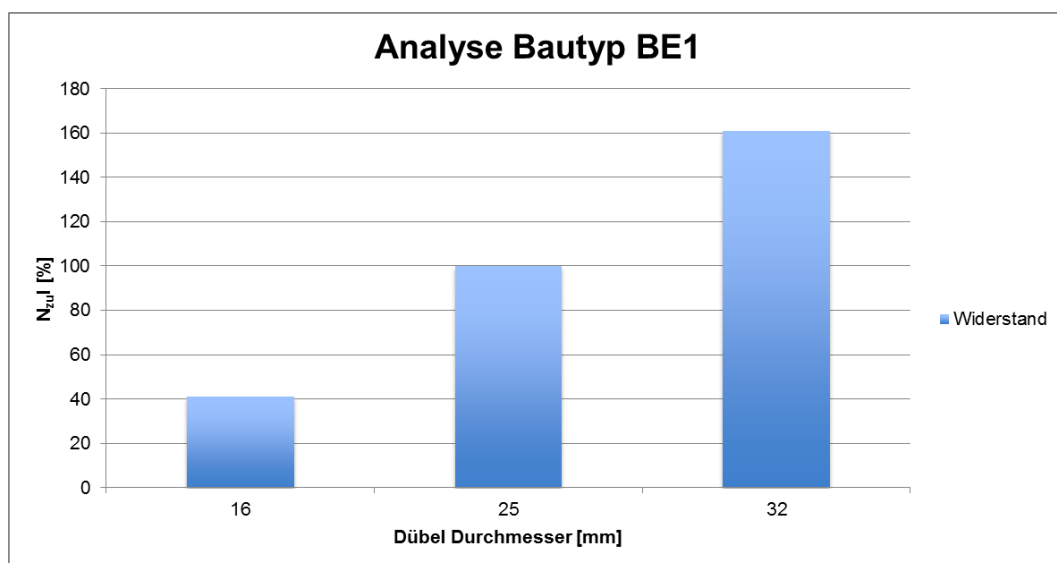


Abbildung 8.4: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses des Dübeldurchmessers

Aus Abbildung 8.5 kann der Einfluss der Länge der Betonplatte auf die zulässigen Lastwechsel herausgelesen werden. Durch Vergrößerung der Plattenlänge von 5,0 m (Standardfall) auf 6,25 m wird die zulässige Anzahl an Lastwechsel von 100% auf 39% reduziert.

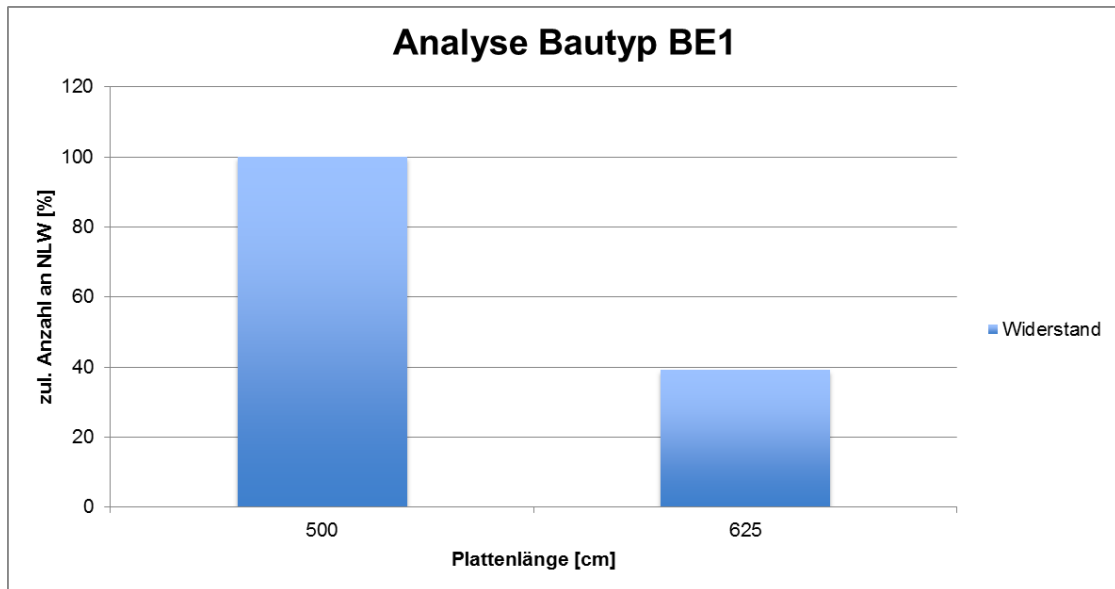


Abbildung 8.5: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Plattengeometrie

Um den Einfluss der Materialfestigkeit auf die zulässige Anzahl an Lastwechsel zu untersuchen, wurde für unterschiedliche Dicken der Betondecke (20 cm, 25 cm und 29 cm) die Biegezugfestigkeit variiert (siehe Abbildung 8.6). Verbesserte Festigkeitseigenschaften wirken sich dabei deutlich positiv auf die technische Lebensdauer von Betondecken aus. Eine Steigerung der Biegezugfestigkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ auf $6,0 \text{ N/mm}^2$ bedeutet eine Verlängerung der Gebrauchsdauer um den Faktor 3. Der dadurch lukrierbare wirtschaftliche Vorteil rechtfertigt erhöhte Investitionskosten für die gesteigerte Materialqualität. Dadurch sollen Innovationen im Bereich der Materialtechnologie weiter gesteigert werden.

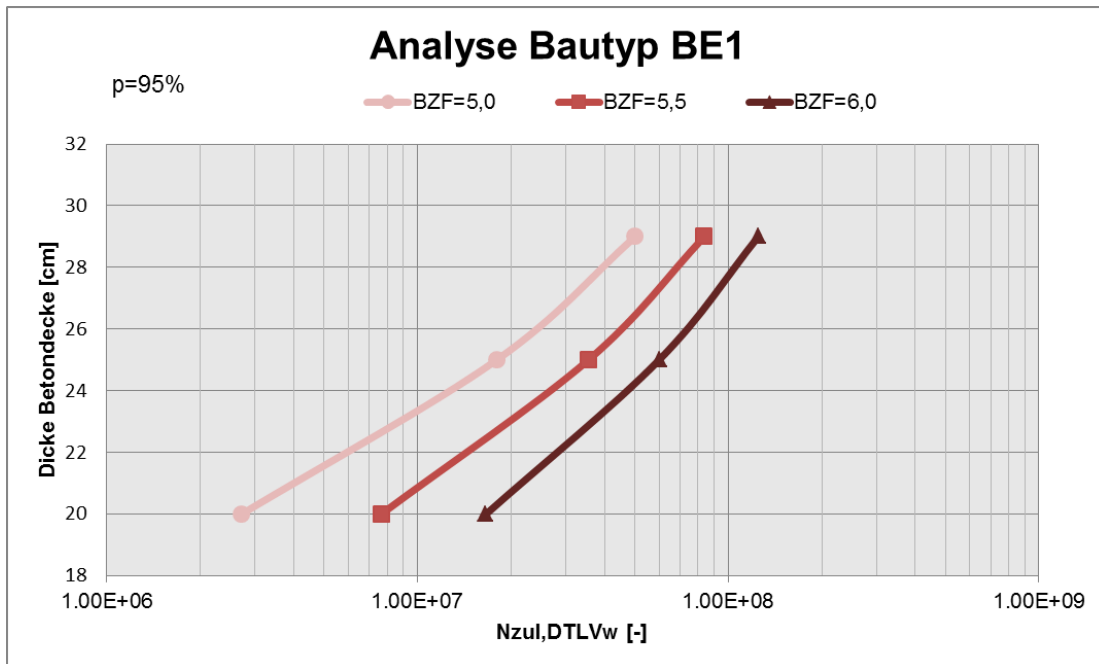


Abbildung 8.6: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Biegezugfestigkeit des Straßenbetons

In der vorgestellten Dimensionierungsmethode kann für die Biegezugfestigkeit des Betons die Versagenswahrscheinlichkeit in Bezug auf die Steifigkeit variiert werden. Während am hochrangigen Straßennetz der ASFiNAG ein Vertrauensniveau von 95% unbedingt zu empfehlen ist, kann diese für Begleitwege gesenkt werden. Die Auswirkungen einer solchen Senkung des Vertrauensniveaus sind in Abbildung 8.7 dargestellt, wobei im dargestellten Beispiel für eine Betondecke mit 25 cm eine durch die Erhöhung der Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% auf 40% eine erhebliche Verringerung der Schichtdicke von bis zu 5 cm erreicht werden kann. Dies bedeutet allerdings, dass die Hälfte der danach bemessenen Oberbaukonstruktionen schon vor Erreichen der prognostizierten strukturellen Lebensdauer ermüden.

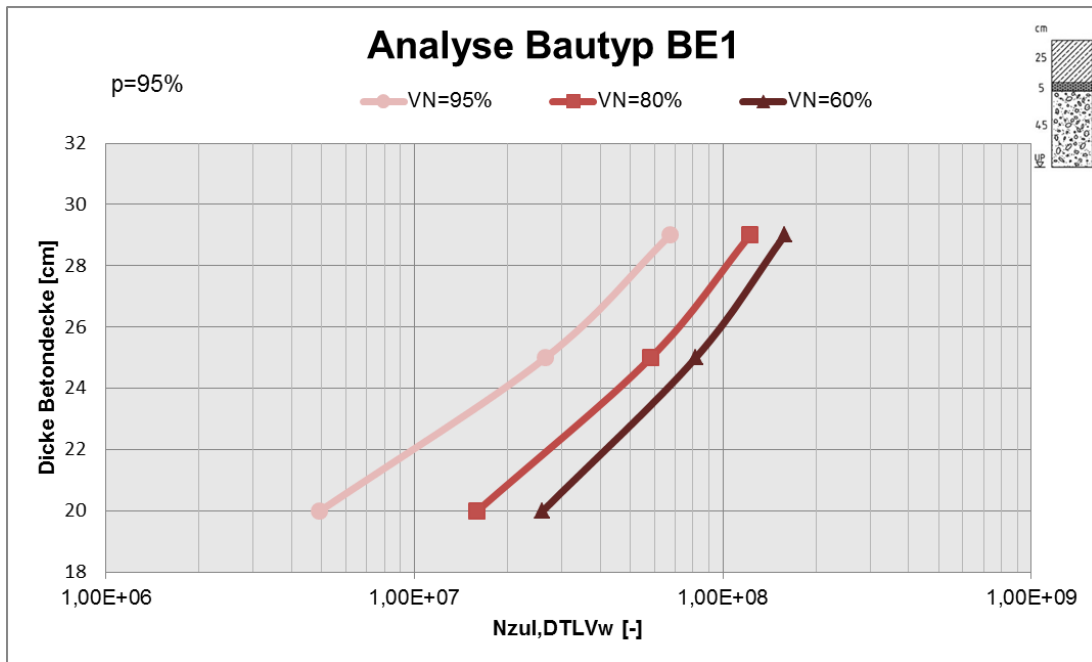


Abbildung 8.7: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses des Vertrauensniveaus für die angesetzte Materialsteifigkeit (Biegezugfestigkeit des Straßenbetons)

Abbildung 8.8 zeigt den Einfluss der Klimazonen für den Bautyp BE1. Da sich die Ergebnisse kaum unterscheiden, wird für Österreich eine einheitliche Klimazone empfohlen.

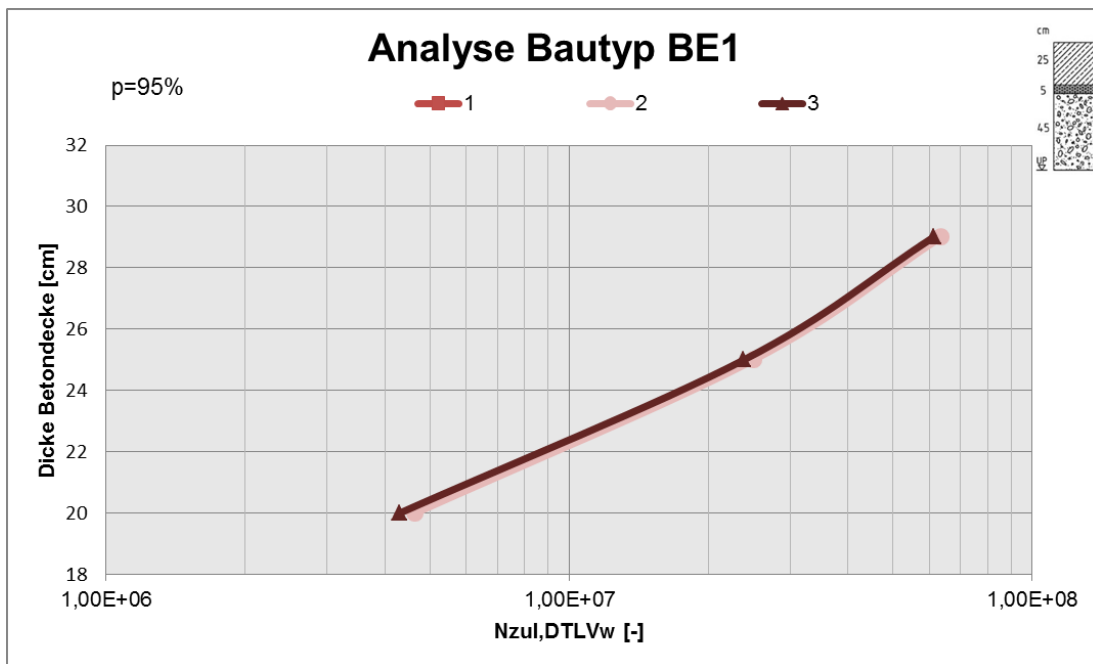


Abbildung 8.8: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Klimazonen, $f_{ct(BZ)}=5,27\text{N/mm}^2$

Abbildung 8.9 zeigt das Bemessungsdiagramm für Bautyp BE2 für den Einfluss der Dicke der Betondecke wobei dieselben Schlüsse wie für Bautyp BE1 gezogen werden können.

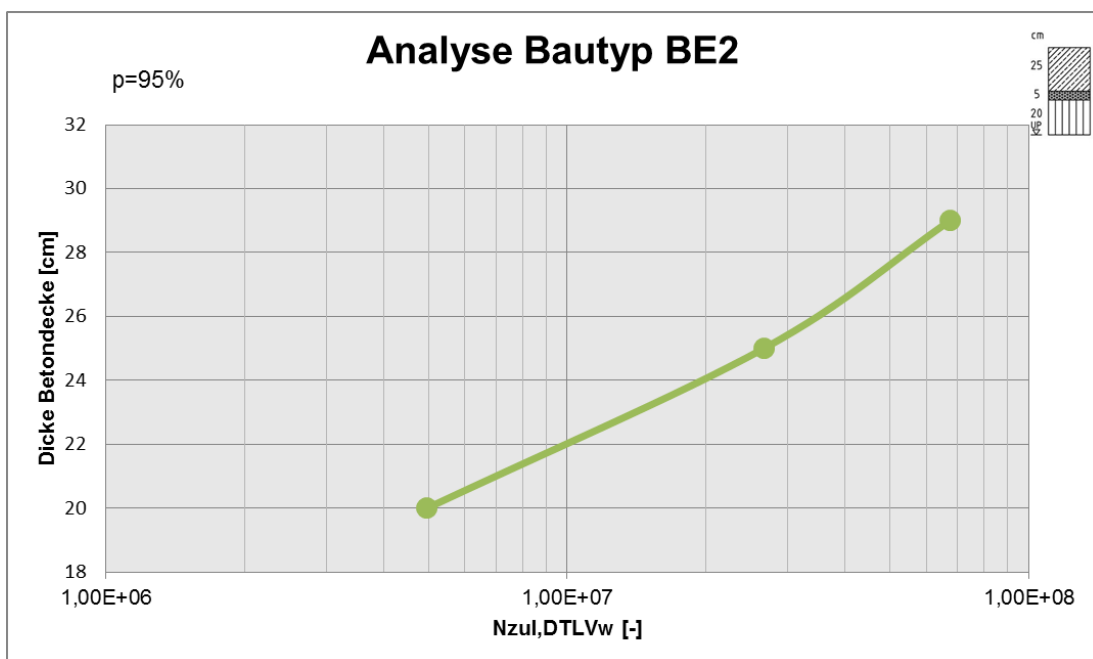


Abbildung 8.9: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE2 zur Untersuchung des Einflusses der Dicke der Betondecke

9 WIRTSCHAFTLICHKEITSBEWERTUNG DER BEMESSUNGSERGEBNISSE AUF GRUNDLAGE EINER LEBENSZYKLUSKOSTENANALYSE

9.1 Grundlagen der Wirtschaftlichkeitsberechnung

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen stellen die Entscheidungsbasis für rationale Investitionen aus betriebswirtschaftlicher Sicht dar und werden zunehmend auch gesetzlich eingefordert. Demnach ist die günstigste Relation zwischen dem verfolgten Zweck und den einzusetzenden Mitteln anzustreben. Grundlage für wirtschaftliche Bewertungen bilden analytische (statisch & dynamisch) und synthetische Verfahren der Investitionsrechnung. Wesentlich für die Qualität der Ergebnisse der Beurteilung sind neben der Auswahl des Rechenmodells weiter auch realistische Ansätze für den Kalkulationszinssatz sowie Größe und Zeitpunkt aller während des gesamten Betrachtungszeitraums mit der Herstellung, Erhaltung sowie Erneuerung der Betondecke verbundenen Kosten. Für die Modellierung werden die berücksichtigten Kostenarten über die rechnerische Lebensdauer der Betondecke betrachtet. Für die Bewertung der Wirtschaftlichkeit der Betondecken werden für alle Aufbauvarianten Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung berücksichtigt.

Im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsbewertung sollen gezielt Einflussparameter auf die rechnerische Lebensdauer von Betondecken untersucht und hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Lebenszykluskosten quantifiziert werden. Dazu zählen neben der Verkehrsbelastung, unterschiedliche Deckenstärken, Klimazonen sowie die Festigkeitseigenschaften des Betons. Höhere Anforderungen an die Betondecken spiegeln sich in der Regel in höheren Errichtungs- und Erneuerungskosten wieder. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, bieten LCC-Analysen die Möglichkeit höhere Anforderungen bei entsprechend längeren Lebensdauern als Handlungsalternativen zu berücksichtigen und vergleichend darzustellen.

Der gewählte Ansatz zur Wirtschaftlichkeitsbewertung von Betondecken stützt sich auf die rechnerische Dimensionierung von Betondecken mit den Haupteingangsparametern: Verkehrsbelastung, Klimazone, Aufbaustärke, Abmessungen und Materialparameter der Betondecke. Über Bemessungsdiagramme kann die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel N_{zul} für unterschiedliche Deckenstärken bestimmt werden. In Abhängigkeit der erwarteten Verkehrsbelastung N_{erw} ergibt sich daraus die technische Gebrauchsdauer n_{zul} , welche die Erneuerung des Oberbaus determiniert.

9.1.1 Einteilung der Verfahrensarten in der Investitionsrechnung

Zur Beurteilung von Projekten oder Investitionsentscheidungen stehen statische, dynamische & Risikoanalyseverfahren (vollständige Finanzpläne) zur Verfügung.

Im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsbewertung von Betondecken werden zur Berücksichtigung unterschiedlicher Erneuerungszeitpunkte und Erneuerungskosten dynamische Verfahren der Investitionsrechnung verwendet.

- (1) Zu den statischen Kriterien zählen durchschnittlicher Gewinn und Verzinsung sowie statische Amortisationsdauer. Da sich zwar die Berechnung als einfach gestaltet, jedoch weder die real anfallenden Kapitalkosten noch Zeitpunkt und Reihenfolge der Zahlungen berücksichtigt werden, sind statische Verfahren für die Optimierung in der Lebenszykluskostenrechnung nur begrenzt geeignet.
- (2) Unter dynamischen Kriterien werden Kapitalwert, Annuität, innerer Zinsfuß und dynamische Amortisierungsdauer verstanden. Zahlungszeitpunkte werden mit Hilfe der Zinseszinsrechnung explizit berücksichtigt. Damit können Zahlungsreihen alternativer Investitionen in einem Betrag beispielsweise am Anfang der Zahlungsreihe zusammengefasst und damit vergleichbar gemacht werden.
- (3) Risikoanalyseverfahren berücksichtigen die stochastische Natur künftiger Ereignisse unter Anwendung von Sensitivitätsanalyse, Entscheidungsbauverfahren, Simulationsverfahren etc. und ermöglichen eine wesentlich umfassendere Einsicht in mögliche künftige Ergebnisse. Mit der Methode des vollständigen Finanzplans (VOFI) lassen sich nicht nur die Kennziffern der dynamischen Methode extrahieren, es werden auch Zinsen und Steuern im Investitionszeitraum genau berechnet.

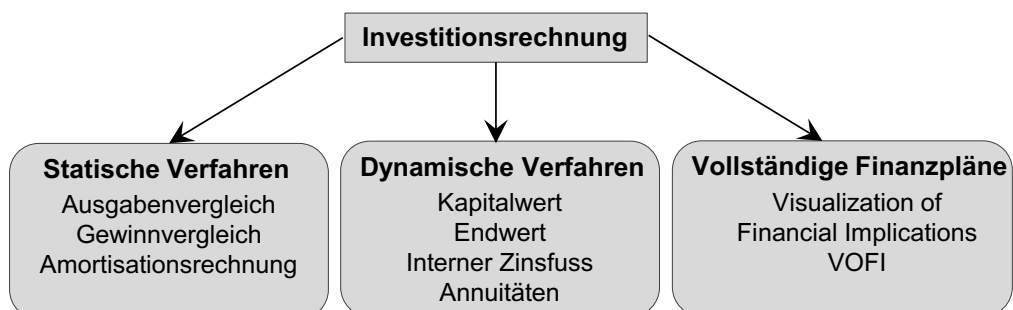


Abbildung 9.1: Übersicht über die Verfahren der Investitionsrechnung

9.1.2 Übersicht Bewertungskonzept und Verfahrensschritte

Für die Wirtschaftlichkeitsbewertung erfolgte basierend auf der folgenden Vorgehensweise:

- (1) Definition von Aufbaustärke, Bautyp, Materialparameter, Klimaregion und Verkehrsbelastung als Inputparameter für die rechnerische Dimensionierung.
- (2) Ermittlung der zulässigen Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs N_{zul} (Widerstand) mittels rechnerischer Dimensionierung.
- (3) Ermittlung der Jahre n_{zul} bis zum Eintreten der Anzahl der zulässigen Lastwechsel im Vergleich zur Entwicklung der zu erwarteten Überrollungen N_{erw} ($N_{erw}=N_{zul}$) als Zeitpunkt für eine generelle Erneuerung des Aufbaus.
- (4) Ermittlung der Neubaukosten C_N sowie der Kosten für eine Generelle Erneuerung C_E in Abhängigkeit der Stärke der Betondecke und Festlegung der jährlichen Kosten für die Betondeckeninstandhaltung C_I .
- (5) Berechnung von Barwert NPV_i und Annuität R_i für alle Bewertungsvarianten.
- (6) Gegenüberstellung und Interpretation der Ergebnisse.

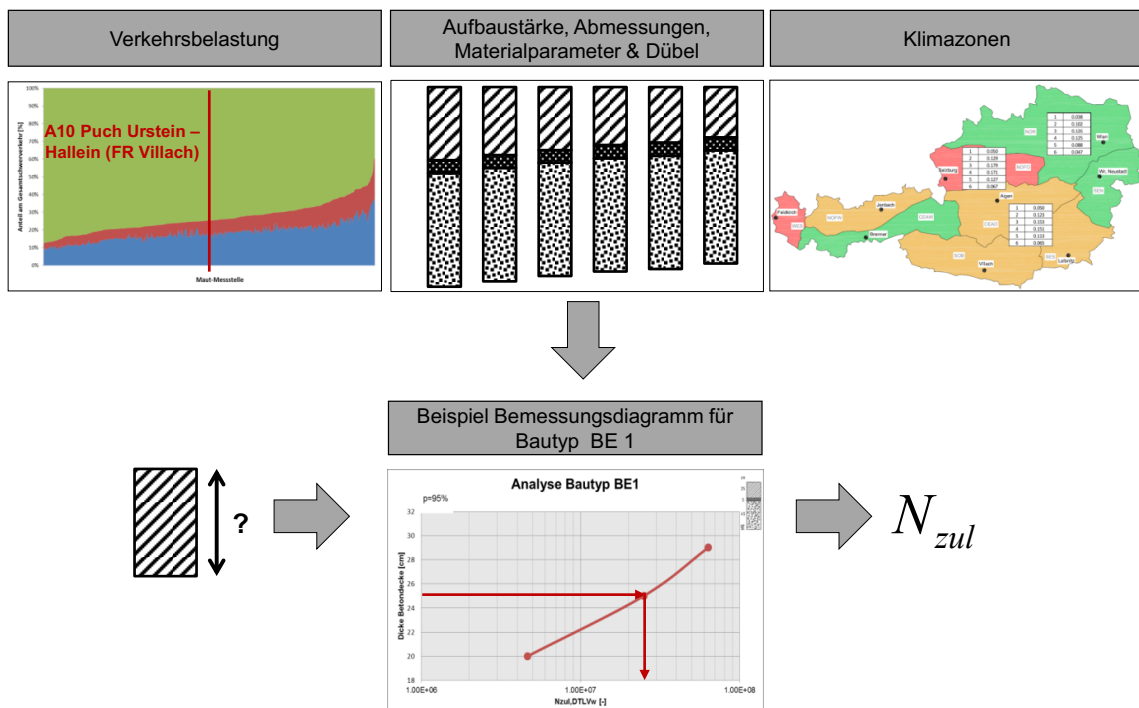


Abbildung 9.2: Eingangsparameter für die Bestimmung der zulässigen Lastwechsel N_{zul}

9.1.3 Technische Gebrauchsdauer nach Verkehrsbelastung

Aus der Gegenüberstellung der kumulierten Entwicklung der erwarteten Überrollungen N_{erw} der gegebenen Verkehrsbelastung mit den zulässigen Anzahl der Lastwechsel eines Schwerlastkollektivs N_{zul} ist es möglich die rechnerische Lebensdauer einer Betondecke zu bestimmen, nach der eine Erneuerung der Konstruktion erforderlich wird.

$$N_{kum} = N_{erw} = \sum_{i=0}^n N_{erw,i} \quad (9.1)$$

mit

N_{kum} ... kumulierte Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]

N_{erw} ... erwartete Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]

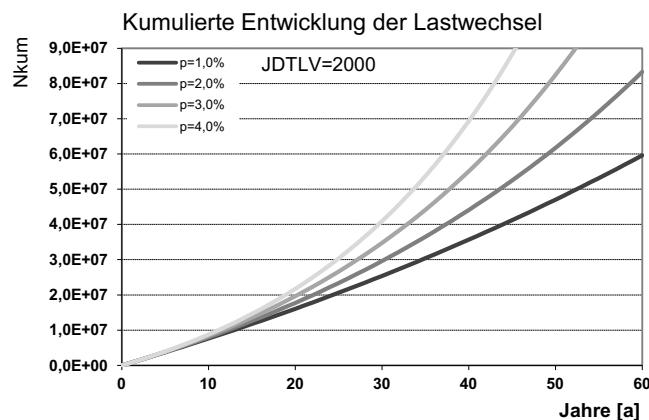


Abbildung 9.3: Kumulierte Entwicklung der erwarteten Lastwechsel

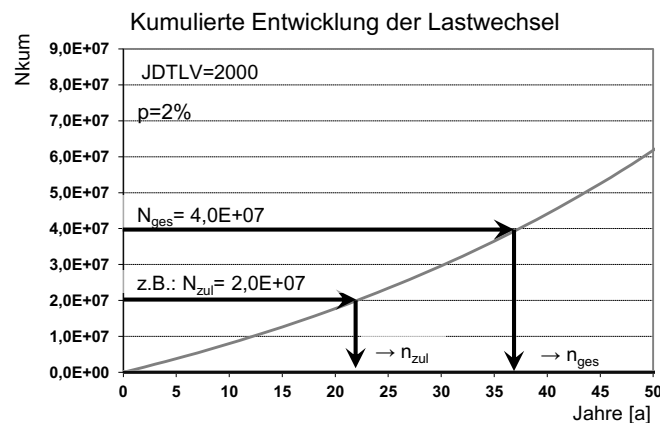


Abbildung 9.4: Ermittlung der technischen Gebrauchsdauer und des Erneuerungszeitpunktes

9.1.4 Berücksichtigte Kostenarten und Zahlungsströme

Mittels der gewählten Barwertmethode können unterschiedliche Betondeckenvarianten unter Einbeziehung des Langzeitverhaltens über die jeweilige rechnerische Lebensdauer auf Basis einer gesamtwirtschaftlichen Bewertung verglichen werden. Als Barwert wird im Allgemeinen die auf einen einheitlichen Zeitpunkt abgezinste Summe aller Ein- und Auszahlungen verstanden und kann als heutiger Wert des Ergebnisses einer Investitionsvariante gesehen werden.

In eine umfassende gesamtwirtschaftliche Bewertung fließen neben den Baulasträgerkosten, bestehend aus Herstellungskosten, Instandhaltungskosten, Instandsetzungskosten und Erneuerungskosten auch Nutzerkosten und externe Kosten ein. Letztere sind in der Praxis schwer zu erheben und werden auch im Transportmarkt nicht abgebildet. Daher konzentriert sich die Bewertung der Oberbauten mit Betondecken im gegenständigen Projekt ausschließlich auf beim Baulasträger entstehende Kosten.

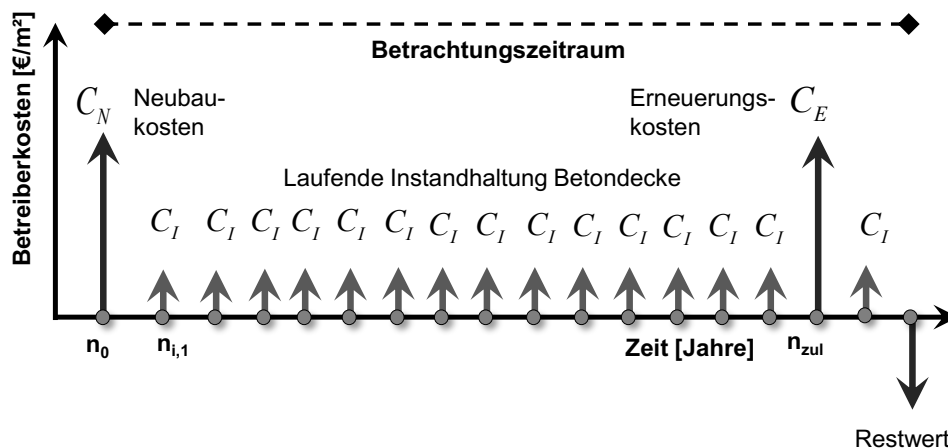


Abbildung 9.5: Zahlungsströme im Lebenszyklus (Beteiberkosten)

Entsprechend der charakteristischen Erhaltungsform von Betondecken fließen in den Lebenszyklus neben den Neubaukosten C_N , die Erneuerung des Oberbaus C_E nach Erreichen der rechnerischen Lebensdauer sowie jährlich Beiträge für die Instandhaltung der Betondecke C_I ein, welche die Fugенpflege sowie die Sanierung von Kantenschäden und Eckabbrüchen berücksichtigen (Abbildung 9.5).

Um eine bestmögliche Objektivität zu erzielen, kommt bei der Monetarisierung der Zahlungsströme der Nachvollziehbarkeit in der Kostenermittlung eine hohe Bedeutung zu. Für die Diskontierung der monetarisierten Auswirkungen auf einen Entscheidungszeitpunkt ist die Bestimmung des Anfallszeitpunktes der Kosten und der Lebensdauer essentiell.

9.1.5 Ermittlung von Barwert und Annuität

Zur Barwertbildung (siehe Formel (9.2)) werden alle auf einen einheitlichen Entscheidungszeitpunkt diskontierten Zahlungsströme der zu vergleichenden Optionen über die Analyseperiode aufsummiert und als Barwert einander gegenübergestellt (Abbildung 9.6). Er entspricht daher dem Gegenwartswert künftiger Investitionen. Als Bezugszeitpunkt wird dabei der Entscheidungszeitpunkt definiert. Wenn keine Einnahmen in der Lebenszykluskostenanalyse berücksichtigt werden, ist jene Investitionsvariante mit dem niedrigsten Barwert als wirtschaftlich vorteilhaft zu sehen.

Bei der wirtschaftlichen Bewertung von Betondecken werden neben Einzelinvestition wie den Errichtungskosten C_N und den Erneuerungskosten C_E auch jährlich gleichbleibende Instandhaltungskosten C_I berücksichtigt. Wesentliche Eingangsparameter bei der Bildung des Barwerts NPV (Net Present Value) sind neben Größe und Zeitpunkt eines Zahlungsstromes C_p (Errichtungs- und Erneuerungskosten) auch die Lebensdauer n in Jahren sowie der Kalkulationszinssatz i . Der Zinssatz beeinflusst aufgrund des Zinseszinses die Wirtschaftlichkeitsberechnungen entscheidend. Bedingt durch die Abzinsung trägt ein Zahlungsstrom je später er auftritt immer weniger zum Barwert bei. Instandsetzungs- und Erneuerungskosten wirken sich daher auf die Beurteilung einer Investitionsvariante umso vorteilhafter aus, je später sie auftreten. Je höher der Kalkulationszinssatz, desto weniger Einfluss haben künftige Zahlungsströme.

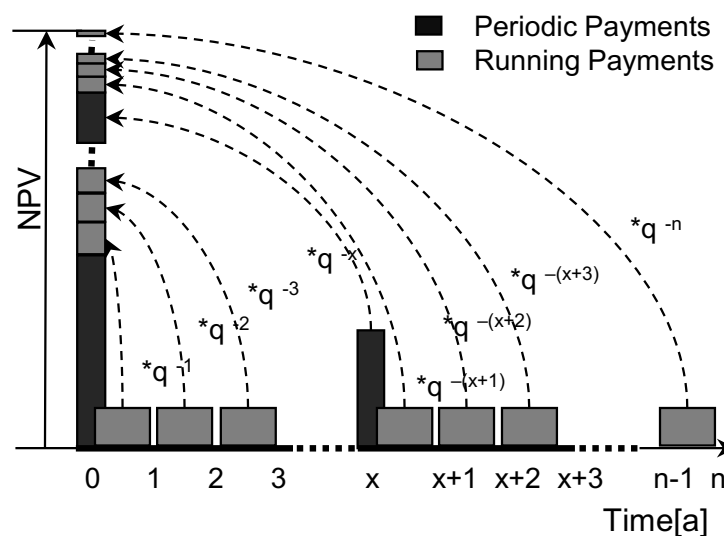


Abbildung 9.6: Prinzip der Barwertbildung für künftige Investitionen

$$NPV = \sum_{t=0}^n C_p * q^{-t} + C_r * q^{-t} * (q^t - 1) / (q - 1) \quad (9.2)$$

mit

NPV ... Barwert (Net Present Value) [€/m²],

C_p ... Einmalige / periodische Zahlungsströme C_N, C_E , [€/m²],

C_r ... Jährlich auftretende Kosten [€/m²],

i ... Kalkulationszinssatz (2-4%) mit $q=1+i$,

n ... Betrachtungszeitraum [a].

Die Annuität R_a (Repayment Rate) kann nach Formel (9.3) als gleichmäßige Zahlungsrate einer Oberbauvariante, die sich aus Zins und Tilgung zusammensetzt, bestimmt werden und ermöglicht den Vergleich von Betondecken bei einer unterschiedlich langen Lebensdauer (Abbildung 9.7).

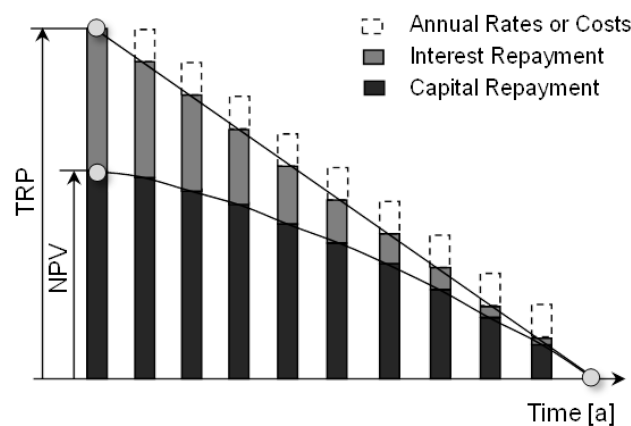


Abbildung 9.7: Bestimmung des jährlichen Zahlungsbetrags

$$R_a = NPV * (i * q^n) / (q^n - 1) \quad (9.3)$$

mit

NPV ... Barwert (Net Present Value) [€/m²],

R_a ... Annuität (Repayment Rate) [€/m²a],

i ... Kalkulationszinssatz (2-4%) mit $q=1+i$,

n ... Betrachtungszeitraum [a].

Beim Wirtschaftlichkeitsvergleich unterschiedlicher Ausführungsvarianten von Betondecken mit unterschiedlich langen Lebensdauern wird bei der reinen Betrachtung der Baulastträgerkosten nach dem Minimalprinzip jene Variante mit der geringsten Annuität bevorzugt.

9.2 Bewertungsvarianten und Kostenszenarien

9.2.1 Variation der Deckenstärken von LK 6,5 bis LK 185

Als Eingangsparameter für die Bewertung der Wirtschaftlichkeit von Betondecken werden Betondecken mit variierender Aufbaustärke von 22 bis 29 cm (vergleiche Abbildung 9.8) bei gleicher Verkehrsbelastung hinsichtlich der resultierenden Barwerte und Annuitäten einander gegenübergestellt. Die zugehörige zulässige Anzahl der Lastwechsel eines Schwerlastkollektivs ist in Abbildung 9.9 dargestellt.

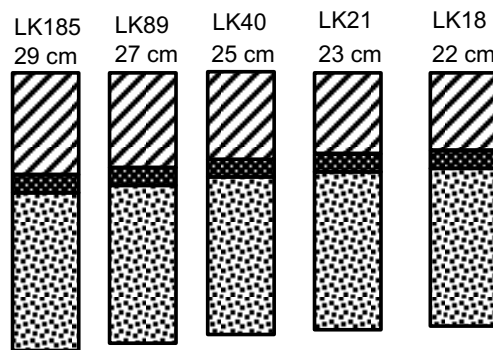


Abbildung 9.8: Wirtschaftlichkeitsbewertungsvarianten Beton mit unterschiedlichen Betondeckenstärken gemäß RVS 03.08.63 [1]

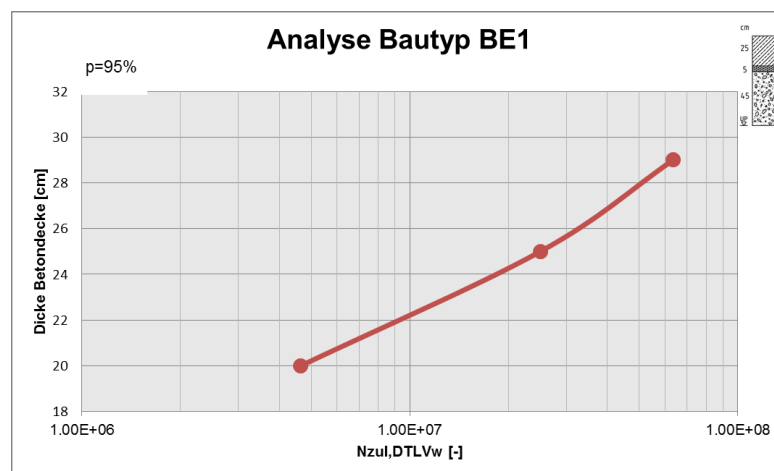


Abbildung 9.9: Zulässige Lastwechsel in Abhängigkeit der Stärke der Betondecke

Für den Wirtschaftlichkeitsvergleich wird nicht wie in der RVS vorgesehen ein vorgegebener Bemessungszeitraum von 30 Jahren für die Lebensdauer unterstellt, für den in Abhängigkeit der Verkehrsbelastung eine geeignete Stärke der Betondecke gewählt wird.

Ziel der Bewertung ist es für unterschiedliche Betondeckenstärken auf Basis der rechnerischen Dimensionierung Erneuerungszyklen für eine gegebene Verkehrsbelastung abzuleiten und monetär zu bewerten. Der Verkehrszuwachs wird im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsbewertung einheitlich mit 2% pro Jahr für das Netz der ASFINAG angesetzt.

Da Betonpreise regional und saisonal erheblichen Schwankungen unterliegen, wird die gegenständliche wirtschaftliche Bewertung als Bewertungsbeispiel durchgeführt. Die verfügbaren Kostenansätze beziehen sich auf den zweischichtigen Einbau der Betondecken und kleine Baulosgrößen.

Dabei wurden beispielhaft für die definierten Betondeckenstärken Einheitskosten für den Neubau C_N sowie Einheitskosten für die Erneuerung C_E ermittelt. Jährliche Einheitskosten für die Instandhaltung der Betondecke C_I umfassen Maßnahmen wie die Fugenpflege, die Sanierung von Kantenschäden und Eckabbrüchen und wurden vereinfacht unabhängig von der Deckenstärke als jährlich auftretende Kosten in der Barwertanalyse angesetzt.

Der Kostenansatz für den Neubau der Betondecke beschränkt sich auf die Betondecke selbst und beinhaltet neben dem Einbringen der Betondecke auch Fugen, Dübel und Anker. Um beliebig dicke Betondecken kostenmäßig abbilden zu können, wurden die Kosten für die Herstellung der Betondecke getrennt für Lohn und Sonstiges extrapoliert. Diese Methode wurde auch für die Erneuerung der Betondecke angewendet.

Bei der Erneuerung wird zusätzlich zu den für die Errichtung genannten Leistungspositionen auch das Abtragen, Laden und Wegschaffen der alten Betondecke für variierende Deckenstärken berücksichtigt. Abbildung 9.10, Abbildung 9.11 und Abbildung 9.12 zeigen die für den Wirtschaftlichkeitsvergleich gewählten Kostenansätze für die Leistungspositionen Einbau, Abtragen, Laden und Wegschaffen in Abhängigkeit der Dicke der Betondecke als relative Einheitskosten [Deckendicke 25 cm = 100%].

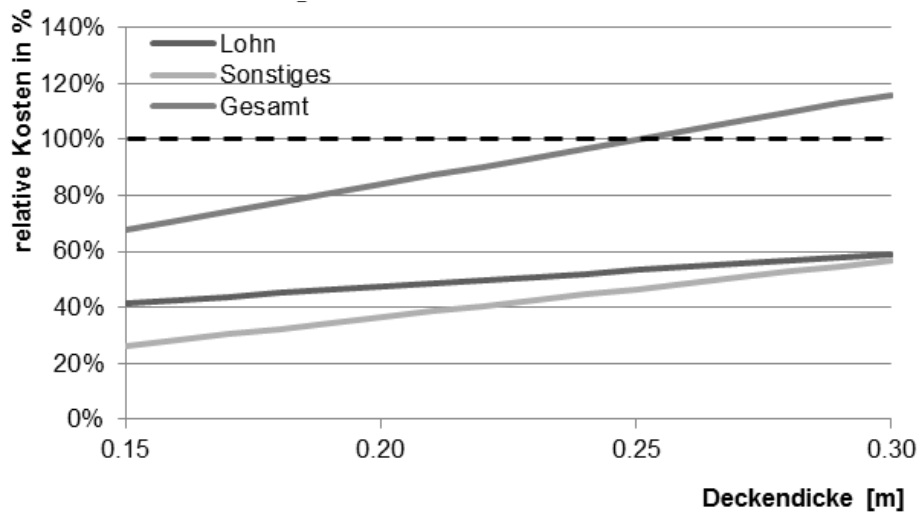


Abbildung 9.10: Beispiel Einbaukosten für Betondecken in Abhängigkeit der Deckendicke mit relativer Darstellung der Einheitskosten (Deckendicke 25 cm = 100%)

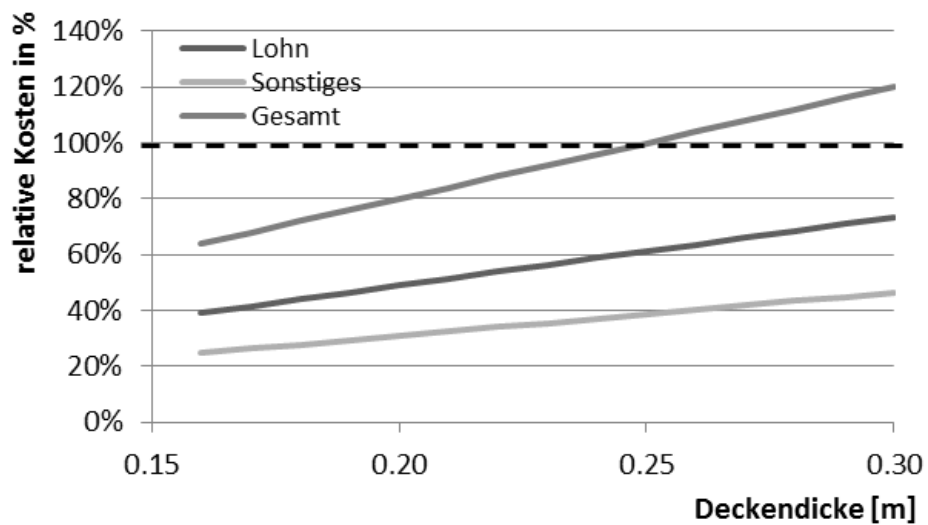


Abbildung 9.11: Beispiel Kostenansatz für Abtrag und Laden bei der Erneuerung von Betondecken in Abhängigkeit der Deckendicke mit relativer Darstellung der Einheitskosten (Deckendicke 25 cm = 100%)

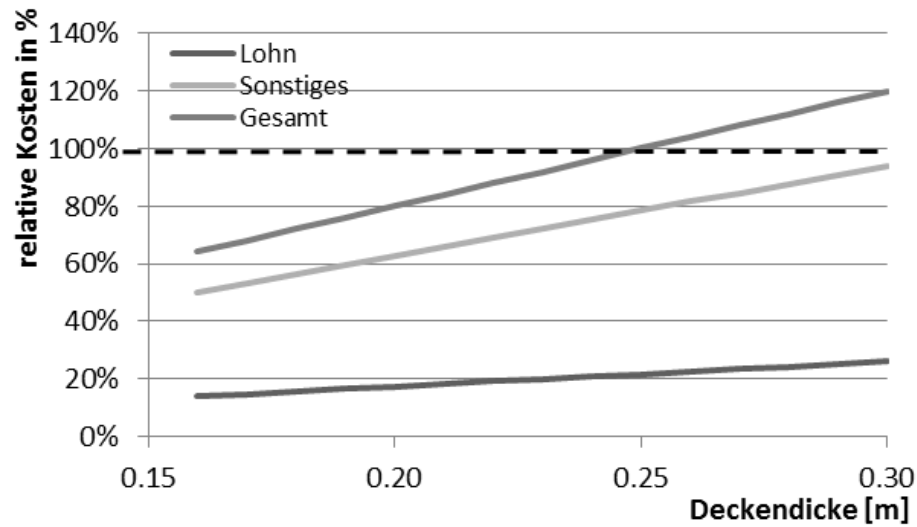


Abbildung 9.12: Kostenbeispiel für das Wegschaffen von Betondecken in Abhängigkeit der Deckendicke mit relativer Darstellung der Einheitskosten (Deckendicke 25 cm = 100%)

Tabelle 9.1 zeigt einen Überblick über die Eingangsparameter für die Wirtschaftlichkeitsbewertung. Darin enthalten Sie die in der RVS 03.08.63 [1] definierten Lastklassen für Oberbauten mit Betondecken. Basierend auf den aus der rechnerischen Dimensionierung resultierenden zulässigen Anzahl der Lastwechsel eines Schwerlastkollektivs werden in Folge für ein jeweils einheitliches Bewertungsszenario (definierte Verkehrsstärke und Betrachtungszeitraum) die Eingriffszeitpunkte für die Erneuerung der Betondecken ermittelt. Für den Wirtschaftlichkeitsvergleich wird dabei die Lastverkehrsstärke (JDTLV: 2000-6000 FZ/24h) variiert.

Hohe Verkehrsbelastungen und geringe Deckenstärken erfordern folglich frühzeitig auftretende Erneuerungszyklen (gleichbleibende ertragbare Lastwechsel bei gleicher Deckendicke) und resultieren in entsprechend hohen Lebenszykluskosten. Lange Lebensdauern führen bei der Berechnung der Annuität dazu, dass der Barwert auf einen entsprechend langen Zeitraum bezogen wird und folglich in einer günstigen Annuität resultiert.

Tabelle 9.1: Kostenbeispiel für Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung von Betondecken in Abhängigkeit der Betondeckendicke und der zulässigen Anzahl an Lastwechseln mit relativer Darstellung (25 cm = 100%) als Eingangsparameter für die Wirtschaftlichkeitsbewertung

Deckendicke	[m]	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29
Zulässige N	[-]	9,44E+06	1,29E+07	2,5E+07	4,02E+07	6,34E+08
Errichtungskosten	[%]	92%	95%	100%	105%	111%
Erneuerungskosten	[%]	105%	108%	115%	121%	128%
Instandhaltungskosten	[%]	0,245%	0,245%	0,245%	0,245%	0,245%

Im Bewertungsbeispiel wurden als Eingangsparameter eine definierte einheitliche jährliche durchschnittliche tägliche Lastverkehrsstärke (2000 - 6000 FZ/24h), eine jährliche Zuwachsrate von 2 Prozent, 3 Richtungsfahstreifen, einer Fahstreifenbreite von 3,75m sowie einem kalkulatorischen Zinssatz von 3 Prozent für die untersuchten Betondeckenstärken verwendet.

Bei niedrigen Belastungen ergibt sich für Betondecken mit einer großen Aufbaudicke eine sehr hohe Lebensdauer, die zu einer spät erforderlichen Erneuerung des Oberbaus führt. Der Charakteristik der dynamischen Investitionsrechnung entsprechend, wirken sich durch die Abzinsung der Lebenszyklus auftretende Kosten, späte Zahlungsströme günstig auf den Barwert einer Investitionsvariante aus. Die langen Lebensdauern und lange Zyklen der Erneuerung von Betondecken resultieren weiters in einer vorteilhaften Annuität.

Abbildung 9.13 zeigt für eine Lastverkehrsstärke von 2000 FZ/24h ($p=2\%$; $i=3\%$) die Entwicklung des jeweiligen Gegenwartwertes. Für die Abgrenzung des Lebenszyklus und die Berechnung der Annuität wird der zweite Erneuerungseingriff als Grenze des Betrachtungszeitraums definiert.

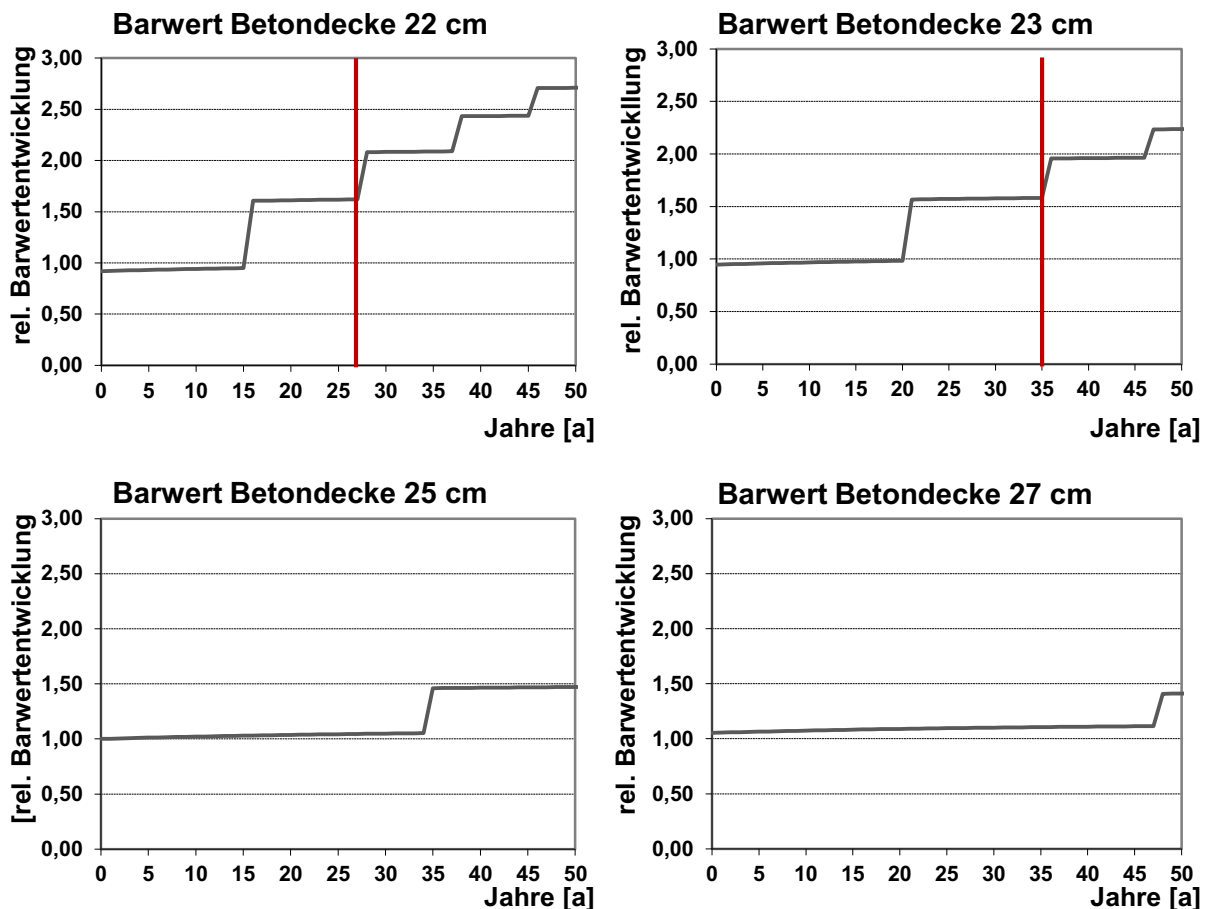


Abbildung 9.13: Darstellung Barwertverlauf und Definition der Zyklusdauer $n=n_{\text{zul-Zyklus2}}$ (Zeitpunkt des zweiten Eingriffs als Eingangsparameter für die Bestimmung der Annuität)

Die resultierenden Gegenwartswerte und Annuitäten der Bewertungsvarianten für eine Eingangslastverkehrsstärke von 2000 FZ/24h wurden in Abbildung 9.14 und Abbildung 9.15 zusammengefasst. Für die gegenständliche Bewertungsvariante ergeben sich unter Anwendung des beschriebenen Kostenansatzes ein vorteilhafter Barwert und eine günstige Annuität für Betondecken mit einer größeren Aufbaustärke.

Eine Erhöhung der Eingangsverkehrlaststärke in 1000er Schritten (Kapitel 9.2.2 bis 9.2.6) bedingt eine Verkürzung der Lebensdauer der Betondecken und damit einen früheren Erneuerungszeitpunkt des jeweiligen Oberbaues. Als Folge tritt eine Teuerung der Gegenwartswerte und Annuitäten aller Ausführungsstärken der Betondecken auf. Als vorteilhaft gehen dabei Betondecken mit höheren Ausführungsdicken hervor. Die Variation der Lastverkehrsstärke basieren dem gewählten Kostenmodell zeigt weiters, dass Betondecken mit größeren Aufbaudicken auch bei geringeren Belastungen als wirtschaftlich günstig sind.

9.2.2 JDTLV=2000 FZ/24h

Tabelle 9.2 fassen die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für eine Lastverkehrsstärke von 2000 FZ/24h für unterschiedliche Betondeckendicken zusammen.

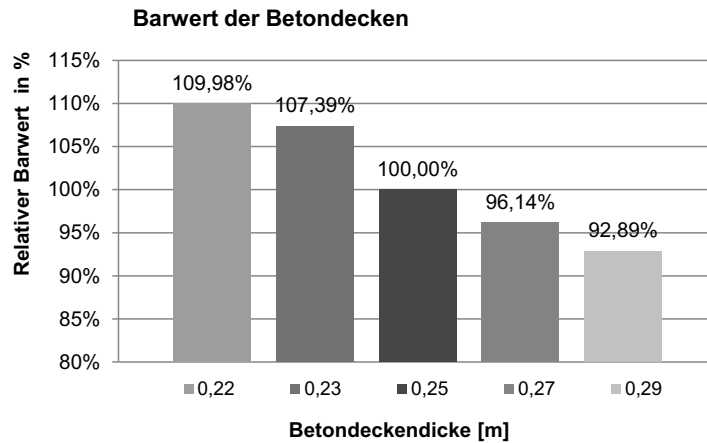


Abbildung 9.14: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken (JDTLV=2000 FZ/24h; p=2%; i=3%)

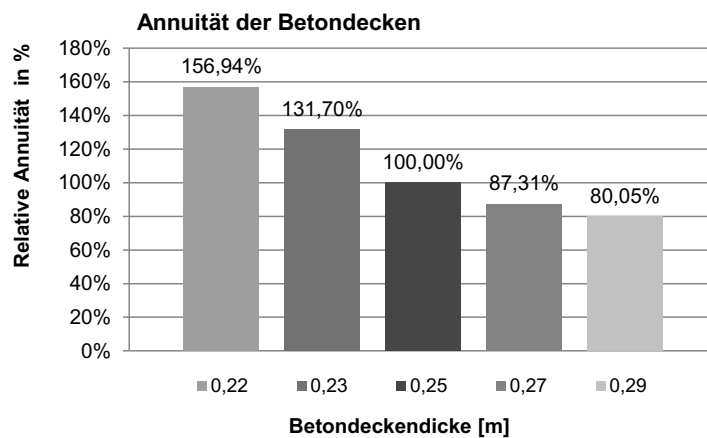


Abbildung 9.15: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken (JDTLV=2000 FZ/24h; p=2%; i=3%; n_{ges}=n_{zul_Zyklus2})

Tabelle 9.2: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=2000 FZ/24h)

Deckendicke	[m]	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29
n _{zul}	[Jahre]	16	21	35	48	64
n _{gesZyklus2}	[Jahre]	28	36	55	73	91

9.2.3 JDTLV=3000 FZ/24h

Abbildung 9.16 und Abbildung 9.17 sowie Tabelle 9.3 fassen die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für eine Lastverkehrsstärke von 3000 FZ/24h für Betondeckendicke von 22 bis 29 cm zusammen.

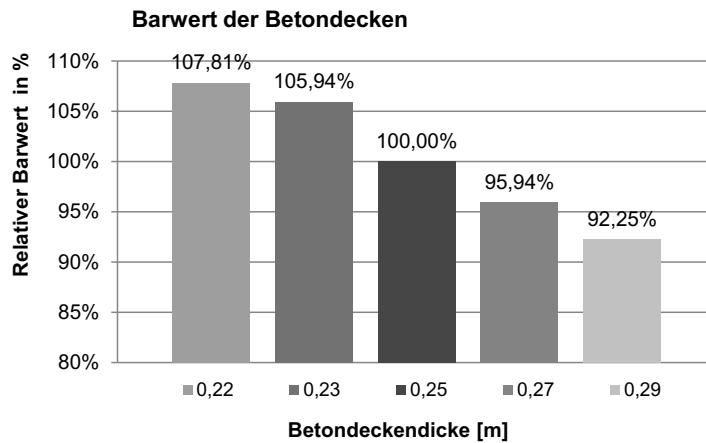


Abbildung 9.16: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken (JDTLV=3000 FZ/24h; p=2%; i=3%)

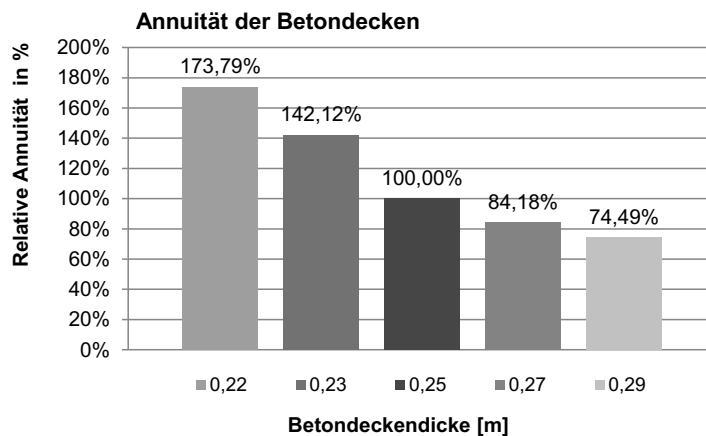


Abbildung 9.17: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken (JDTLV=3000 FZ/24h; p=2%; i=3%; n_{ges}=n_{zul}_Zyklus2)

Tabelle 9.3: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=3000 FZ/24h)

Deckendicke	[m]	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29
n _{zul}	[Jahre]	11	15	26	37	50
n _{gesZyklus2}	[Jahre]	20	26	43	58	75

9.2.4 JDTLV=4000 FZ/24h

Abbildung 9.18 und Abbildung 9.19 sowie Tabelle 9.4 fassen die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für eine Lastverkehrsstärke von 4000 FZ/24h für Betondeckendicke von 22 bis 29 cm zusammen.

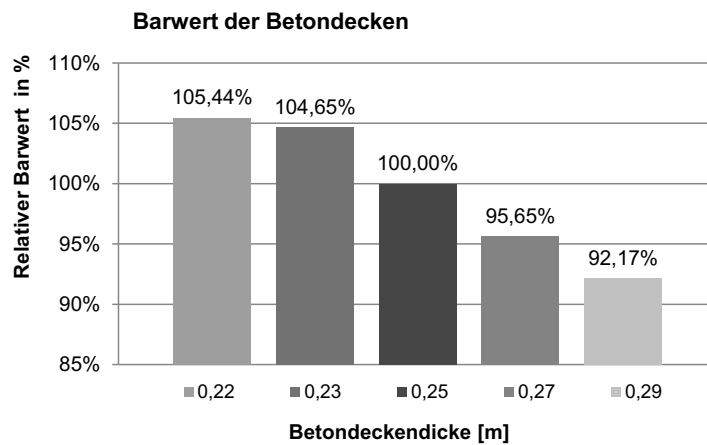


Abbildung 9.18: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken (JDTLV=4000 FZ/24h; p=2%; i=3%)

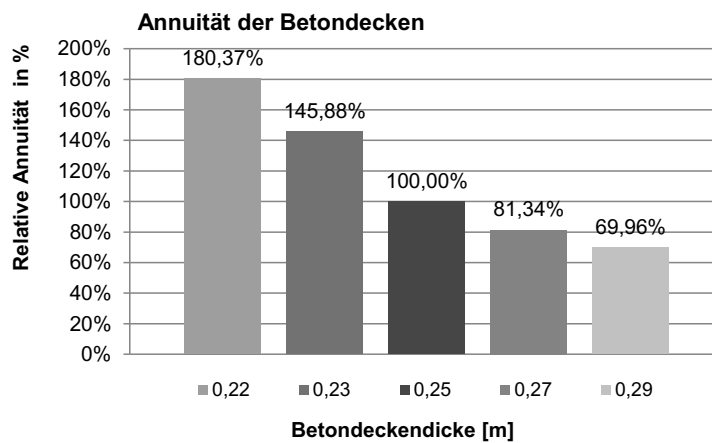


Abbildung 9.19: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken (JDTLV=4000 FZ/24h; p=2%; i=3%; $n_{ges}=n_{zul_Zyklus2}$)

Tabelle 9.4: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=4000 FZ/24h)

Deckendicke	[m]	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29
n_{zul}	[Jahre]	8	11	20	30	41
$n_{gesZyklus2}$	[Jahre]	16	21	35	48	64

9.2.5 JDTLV=5000 FZ/24h

Abbildung 9.20 und Abbildung 9.21 sowie Tabelle 9.5 fassen die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für eine Lastverkehrsstärke von 5000 FZ/24h für Betondeckendicken von 22 bis 29 cm zusammen.

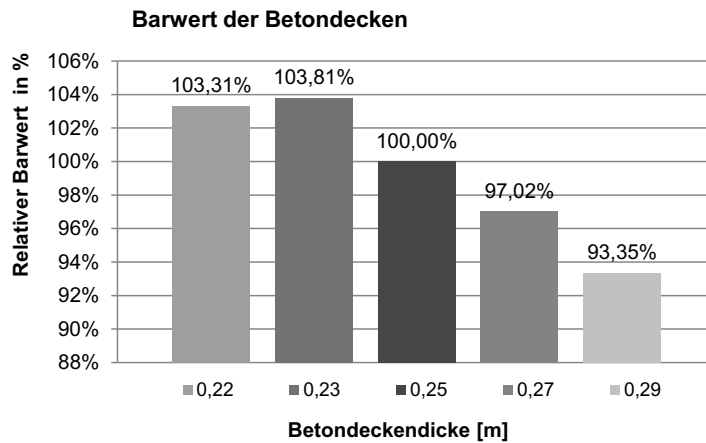


Abbildung 9.20: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken (JDTLV=5000 FZ/24h; p=2%; i=3%)

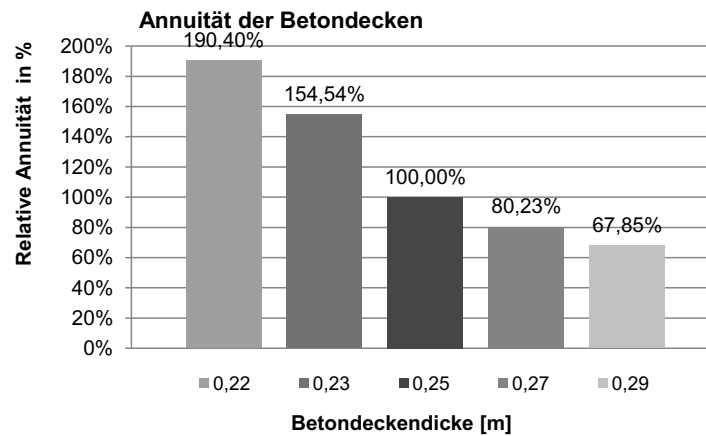


Abbildung 9.21: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken (JDTLV=5000 FZ/24h; p=2%; i=3%; $n_{ges}=n_{zul_Zyklus2}$)

Tabelle 9.5: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=5000 FZ/24h)

Deckendicke	[m]	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29
n_{zul}	[Jahre]	7	9	17	25	35
$n_{gesZyklus2}$	[Jahre]	13	17	30	42	56

9.2.6 JDTLV=6000 FZ/24h

Abbildung 9.22 und Abbildung 9.23 sowie Tabelle 9.6 fassen die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für eine Lastverkehrsstärke von 6000 FZ/24h für Betondeckendicke von 22 bis 29 cm zusammen.

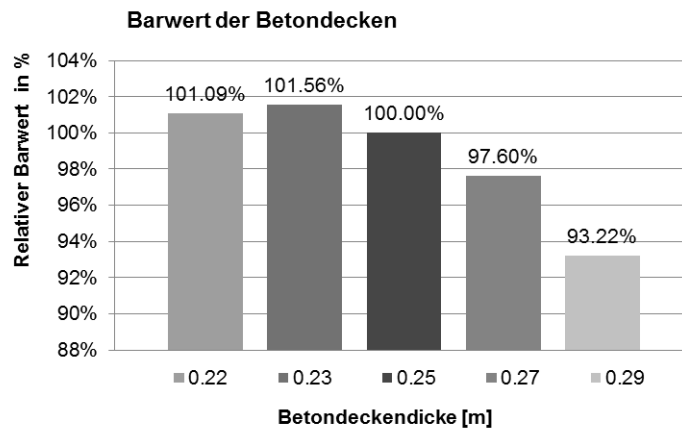


Abbildung 9.22: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken (JDTLV=6000 FZ/24h; p=2%; i=3%)

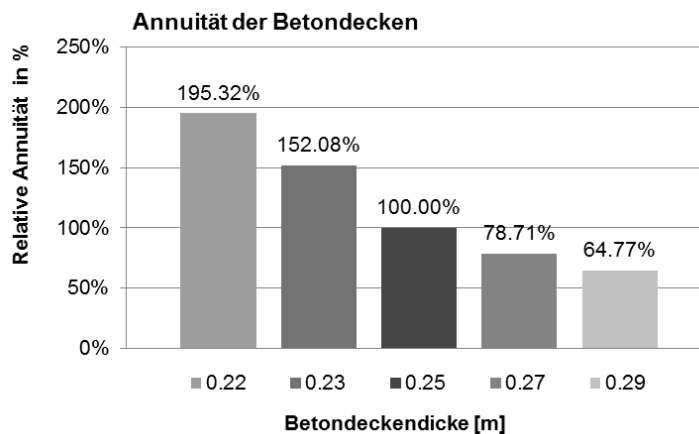


Abbildung 9.23: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken (JDTLV=6000 FZ/24h; p=2%; i=3%; $n_{ges}=n_{zul_Zyklus2}$)

Tabelle 9.6: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=6000 FZ/24h)

Deckendicke	[m]	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29
n_{zul}	[Jahre]	6	8	14	21	31
$n_{gesZyklus2}$	[Jahre]	11	15	26	37	50

9.2.7 Betondecke mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten $f_{ct(BZ)}$

Basierend auf den Resultaten der rechnerischen Dimensionierung (Abbildung 9.24) wurde ein Vergleich der Gegenwartswerte (Abbildung 9.25) und Annuitäten (Abbildung 9.26) von Betondecken mit einer Dicke von 25 cm für Biegezugfestigkeiten $f_{ct(BZ)}$ von 5,0 – 6,0 N/mm² durchgeführt. Je höher die erzielte Biegezugfestigkeit desto höher die Wirtschaftlichkeit der Betondecke im Lebenszyklus.

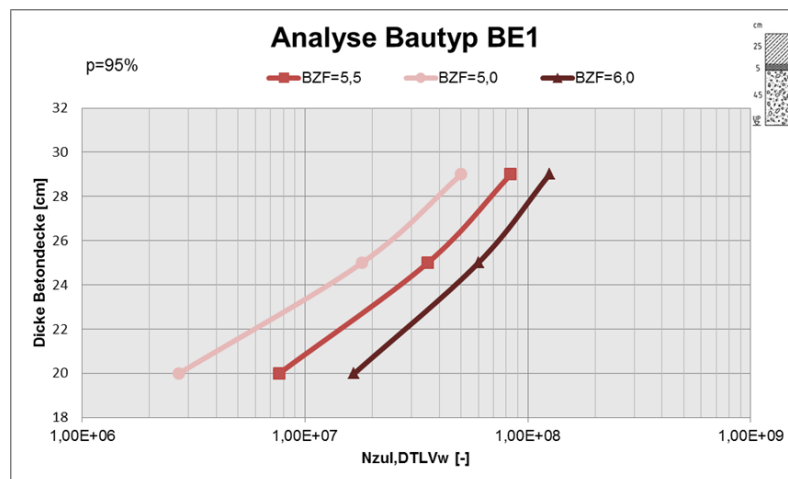


Abbildung 9.24: Zulässige Anzahl der Lastwechsel für unterschiedliche Biegezugfestigkeiten

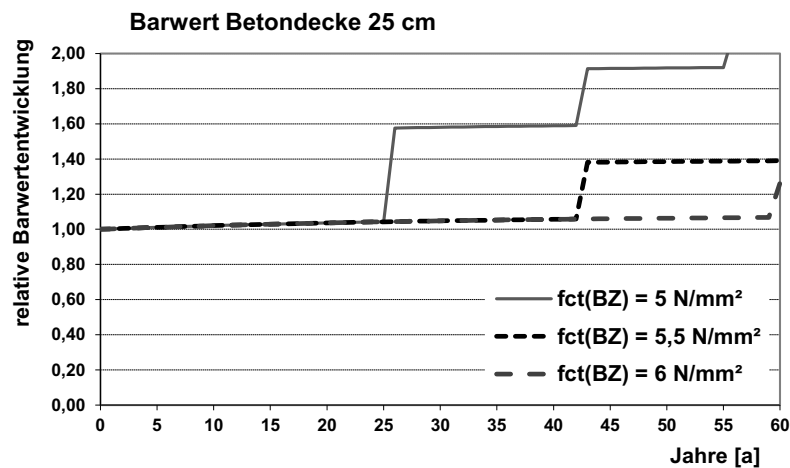


Abbildung 9.25: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten $f_{ct(BZ)}$ (5,0 N/mm²; 5,5 N/mm²; 6 N/mm²) unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung (d=25 cm; JDTLV=2000 FZ/24h; p=2%; i=3%)

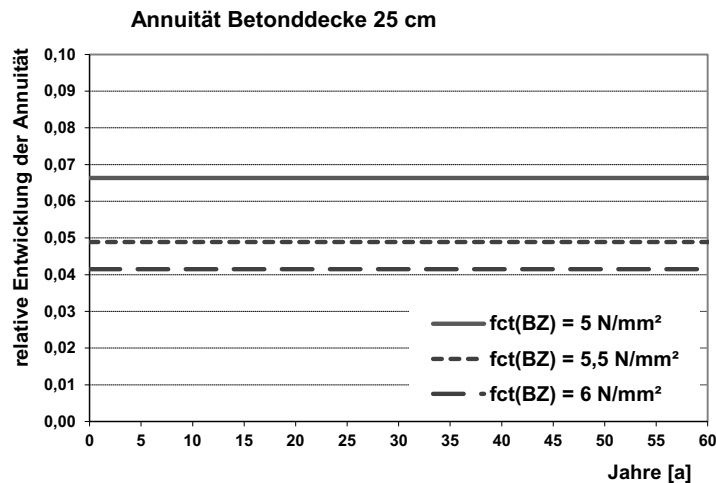


Abbildung 9.26: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten $f_{ct(BZ)}$ (5,0 N/mm²; 5,5 N/mm²; 6 N/mm²) unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung ($d=25\text{cm}$; $JDTLV=2000\text{ FZ}/24\text{h}$; $p=2\%$; $i=3\%$; $n_{ges}=n_{zul_Zyklus2}$)

Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsbewertung zeigen, dass Betondecken, die eine Biegezugfestigkeit von 5,0 N/mm² den wirtschaftlich gesehen ungünstigsten Barwertverlauf aufweisen. Die Biegezugfestigkeiten 5,5 N/mm² und 6,0 N/mm² zeigen wesentlich günstigere Annuitäten (5,5 N/mm²: -26%; 6,0 N/mm²: -37%;) und liegen hinsichtlich ihrer jährliche Kosten näher beisammen.

Tabelle 9.7 fasst sowohl die Eingangsparameter der Wirtschaftlichkeitsanalyse als auch die resultierenden Barwerte und Annuitäten zusammen.

Tabelle 9.7: Eingangsparameter und Resultate der Wirtschaftlichkeitsbewertung von Betondecken mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten, Deckendicke 25 cm.

Biegezugfestigkeit	[N/mm ²]	5	5,5	6
N_{zul}	[-]	1,69E+07	3,34E+07	5,65E+07
Barwert	[€/m ²]	100,00%	87,49%	79,51%
Annuität	[€/m ² a]	100,00%	73,74%	62,58%
n_{zul}	[Jahre]	26	43	60
$n_{gesZyklus2}$	[Jahre]	43	65	83

9.2.8 Einfluss der Klimazone auf die Lebensdauer

Basieren auf den Resultaten der rechnerischen Dimensionierung (Abbildung 9.27) wurde ein Vergleich der Gegenwartswerte (Abbildung 9.28) und Annuitäten (Abbildung 9.29) von Betondecken mit einer Dicke von 25 cm für die 3 maßgebenden Klimazonen für $f_{ct(BZ)} = 5,27 \text{ N/mm}^2$ (Vertrauensniveau = 95%) durchgeführt. Die Unterschiede hinsichtlich der zulässigen Anzahl an Lastwechseln eines Schwerlastkollektivs in den einzelnen Klimazonen erweisen sich als äußerst gering.

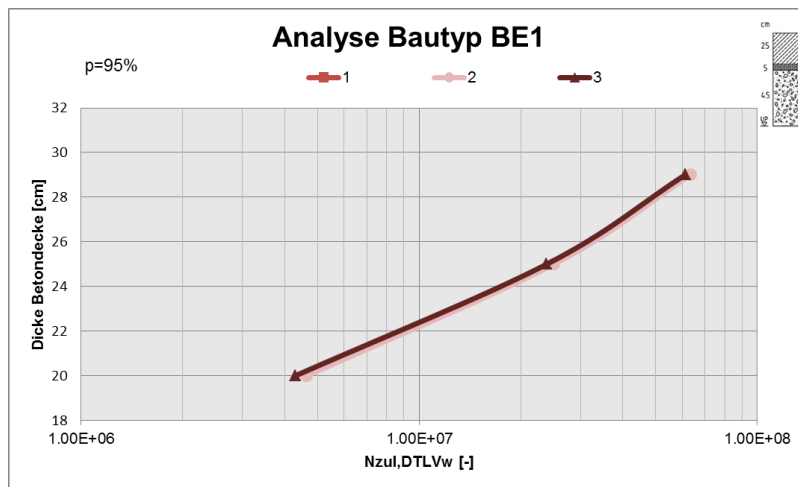


Abbildung 9.27: Zulässige Anzahl der Lastwechsel für unterschiedliche Klimazonen

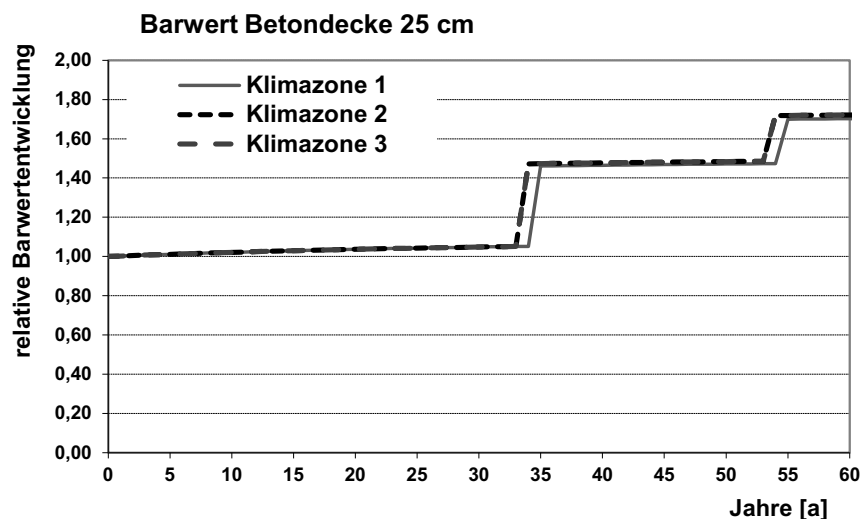


Abbildung 9.28: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken in maßgebenden Klimazonen unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung ($d=25 \text{ cm}$; $JDTLV=2000 \text{ FZ/24h}$; $p=2\%$; $i=3\%$)

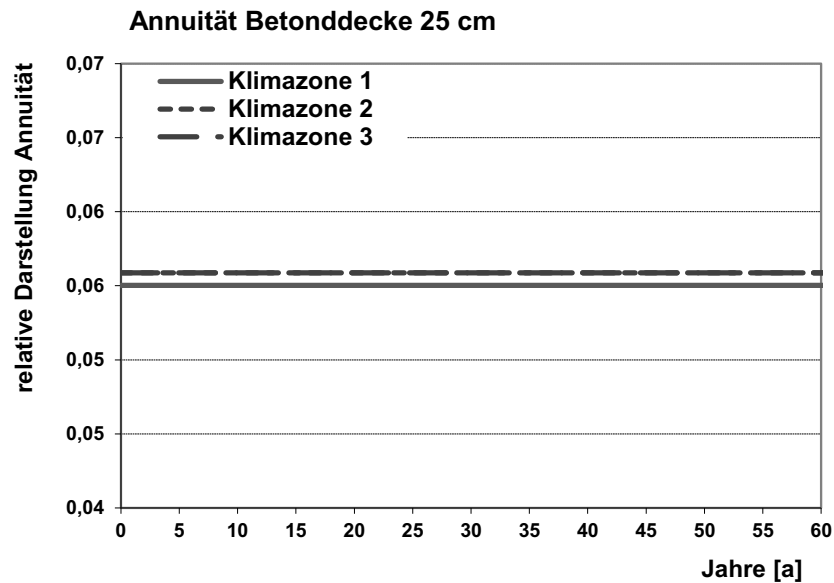


Abbildung 9.29: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken in maßgebenden Klimazonen unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung ($d=25\text{cm}$; $JDTLV=2000\text{ FZ/24h}$; $p=2\%$; $i=3\%$; $n_{\text{ges}}=n_{\text{zul_Zyklus2}}$)

Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsbewertung zeigen, dass die jeweilige Klimazone nur einen eingeschränkten Einfluss auf die Lebensdauer der Betondecken und deren Wirtschaftlichkeit aufweist. Geringfügig günstiger jährliche Kosten (-1,53%) ergeben sich für Betondecken in Klimazone 1.

Tabelle 9.8 fasst sowohl die Eingangsparameter der Wirtschaftlichkeitsanalyse als auch die resultierenden Barwerte und Annuitäten zusammen.

Tabelle 9.8: Eingangsparameter und Resultate der Wirtschaftlichkeitsbewertung von Betondecken in unterschiedlichen Klimazonen, Deckendicke 25 cm, BZF = 5,27 N/mm².

Klimazone	[-]	1	2	3
N zulässig	[-]	2,50+07	2,40+07	2,37+07
Barwert	[€/m ²]	100,00%	100,80%	100,80%
Annuität	[€/m ² a]	100,00%	101,54%	101,54%
n_{zul}	[Jahre]	35	34	34
n_{gesZyklus2}	[Jahre]	55	54	54

10 ZUSAMMENFASSUNG

Bei der derzeit in Österreich angewandten Oberbaudimensionierung kommen analytische Bemessungsmodelle zur Anwendung, die zwar sehr einfach anzuwenden sind, jedoch nicht den nötigen Möglichkeiten geben, um konkrete Kenngrößen (Verkehrsaufkommen, lokale klimatische Verhältnisse, Materialeigenschaften des eingesetzten Betons,...) für den aktuell zu bemessenden Straßenabschnitt berücksichtigen zu können. Zudem können durch die Annahme einer unendlich ausgedehnten Platte bei der Bestimmung der Beanspruchung zufolge Verkehrslast die Auswirkungen der Plattengeometrie nicht ausreichend abgebildet werden.

Im Rahmen dieses Projektes wurden dementsprechende Ansätze in der Dimensionierung von Straßenaufbauten mit Betondecken in Österreich überarbeitet und optimiert. Dabei wurden an vielen Stellen mehrstufige Bemessungsstufen implementiert, die es erlauben, aktuell zur Verfügung stehenden Daten (Verkehrsdaten, Ergebnisse aus Materialprüfungen,...) für den zu dimensionierenden Abschnitt zu berücksichtigen. Dadurch wird sichergestellt, dass Bemessungsreserven mit größer werdender Genauigkeit der Eingangsparameter sinken. In diesen Bemessungsstufen sind unterschiedliche Vertrauensniveaus implementiert, wobei am ASFiNAG-Netz jedenfalls ein Vertrauensniveau von 95 % empfohlen wird. Die wichtigsten überarbeiteten Punkte lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Aufgrund der neuen Belastungssituation durch den heutigen Schwerverkehr, die sich durch höhere Gesamtgewichts- bzw. Achslastverteilungen hervorgerufen durch verbesserte Logistik, sowie geänderte Nutzfahrzeugzusammensetzungen auszeichnet, kann die tatsächlich auftretende Verkehrsbelastung durch das bisher angewandte Konzept zur Berücksichtigung der Verkehrsbelastung mittels Äquivalenzfaktoren nur unzureichend genau berücksichtigt werden. Daher wird in der neuen Bemessungsmethode ein Verkehrskollektiv bestehend aus Fahrzeugen mit realen Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen berücksichtigt und die Bemessung mit jedem dieser Fahrzeuge durchgeführt. Die Teilschädigungsraten können gemäß der Schadensakkumulationshypothese nach Miner aufsummiert werden. In Abhängigkeit der vorhandenen Datenqualität kann die Bemessung mit einem fiktiven Bemessungskollektiv (basierend auf der statistischen Auswertung von Achslastmessungen) oder der am zu bemessenden Straßenabschnitt tatsächlich auftretenden Verkehrszusammensetzung durchgeführt werden.

- Durch Einführung einer Dübelwirksamkeitszahl kann ein Bewertungshintergrund für die Wirksamkeit der Dübel zur Querkraftübertragung in den Querscheinfugen geschaffen und unterschiedliche Dübelkonfigurationen sowie Fugenarten können miteinander verglichen werden. Diese Methodik kann nicht nur im Rahmen einer Bemessung angewandt werden, sondern ermöglicht auch eine Bewertung des Zustandes von Bestandsfugen.
- Mit Hilfe eines im Rahmen des Projektes entwickelten Primärwirkungsmodells auf Grundlage der Kirchhoff'schen Plattentheorie wird die Möglichkeit geschaffen, die Spannungen und Dehnungen resultierend aus Verkehrslasten unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung angrenzender Platten zu bestimmen. Darüber hinaus kann der Einfluss der Plattengeometrie abgeschätzt und Empfehlungen zu Grenzwerten für das Verhältnis zwischen Länge und Breite von Betonfeldern bzw. zur Deckenstärke abgeleitet werden.
- In der Bemessung werden außerdem Wölbspannungen aufgrund ungleichmäßiger Erwärmung der Plattenober- und -unterseite berücksichtigt. Während in der aktuellen Dimensionierungsmethode von einem über das Jahr konstanten Temperaturgradienten ausgegangen wird, wird in diesem Projekt das Jahr in sechs charakteristische Perioden mit annähernd einheitlichen klimatischen Verhältnissen unterteilt und für jede dieser Perioden charakteristische Werte für die Temperaturgradienten abgeleitet. Außerdem wurde eine Klimakarte für Österreich erstellt, die räumlich bedingte Unterschiede im Klima abbildet. Aufgrund der geringen Auswirkungen auf das Bemessungsergebnis wird für Österreich jedoch eine einheitliche Klimazone empfohlen.
- Durch den Aufbau einer Materialdatenbank für in Österreich häufig im Straßenbau eingesetzte Betonsorten können nicht nur statistisch abgesicherte Kenngrößen mit einem Vertrauensniveau zwischen 60 % und 95 % für die Festigkeitseigenschaften abgeleitet, sondern der Zusammenhang zwischen Spaltzug- und Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung untersucht werden.
- Die abgeleiteten Festigkeitseigenschaften finden Eingang in ein Modell zur Beschreibung der Ermüdungsbeständigkeit, die – wie international üblich – als maßgebend für die technische Lebensdauer von Straßenkonstruktionen betrachtet wird. Ansätze zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens wurden validiert und ein

geeignetes Ermüdungsmodell ausgewählt, das in die Bemessungsmethodik implementiert wurde.

- Mit Hilfe der Instrumente Barwert und Annuität der dynamischen Investitionsrechnung kann der Einfluss von möglichen Schichtdickenreduktionen bzw. Lebensdauererlängerungen auf die Wirtschaftlichkeit adäquat beurteilt werden. Hierfür wurde ein standardisierter Lebenszyklus abgeleitet und die Auswirkungen von Schichtdicke, Verkehrsbelastung, kalkulatorischem Zinssatz, betonmechanischen Kennwerten (Biegezugfestigkeit), sowie der klimatischen Verhältnisse unter Einbeziehung standardisierter Herstellungs- und Maßnahmenkosten untersucht.

Zur Beurteilung der Auswirkungen dieser Änderungen auf das Bemessungsergebnis wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt, die plausible Resultate zeigen.

Die Erkenntnisse dieser Arbeit sollen Einzug in eine neue RVS zur rechnerischen Dimensionierung von Betonstraßen finden. Diese Richtlinie soll baldmöglichst im Arbeitsausschuss „Oberbaubemessung“ der FSV erarbeitet werden.

LITERATURVERZEICHNIS

1. FSV, RVS 03.08.63 - *Oberbaubemessung*. 2016, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr: Wien.
2. Molzer, C., *Modifikation der österreichischen Bemessungsmethode für Oberbauten mit bituminösen Befestigungen*, in *Institut für Strassenwesen*. 1995, Technische Universität Wien: Wieb.
3. Blab, R., et al., *OBESTO - Implementierung des GVO- und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten*. 2014: Wien.
4. Litzka, J., C. Molzer, and R. Blab, *Modifikation der Österreichischen Bemessungsmethode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus*. Schriftenreihe Straßenforschung. Vol. 465. 1996, Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten.
5. Fredrickson, F.C., *Frost Considerations in Highway Pavement Design*. 1963, West-Central United States: Washington D.C.
6. FSV, RVS 08.03.01: *Erdarbeiten*. 2010.
7. Litzka, J., *Die Bemessung des Straßenoberbaus nach der neuen RVS 3.63*. Vol. Heft 2. 1987: Baumaschine, Baugerät, Baustelle.
8. Milkovics, T., *Ergänzende Berechnungen und Untersuchungen zur neuen Oberbaurichtlinie RVS 3.63*, in *Institut für Geotechnik und Verkehrswesen*. 1984, Universität für Bodenkultur: Wien.
9. Eisenmann, J., *Betonfahrbahnen*. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. 1979, Berlin, München, Düsseldorf: Ernst.
10. Eisenmann, J. and G. Leykauf, *Betonfahrbahnen*. Auflage 2 ed, ed. H. Kupfer. 2003: Ernst & Sohn. 336.
11. Blab, R., et al., *Betonstraßen – Das Handbuch. Leitfaden für die Praxis*. 2012, Wien: Zement + Beton
12. FSV, RVS 08.17.02 - *Deckenherstellung*. 2011: Wien.
13. Snyder, M.B., *Guide to Dowel Load Transfer System for Jointed Concrete Roadway Pavements*. 2011, Institute for Transportation Iowa State University: Ames.
14. Freudenstein, S., *Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der Fugenkonstruktion bei Betonstraßen*, in *Institut für Bauingenieurwesen VI Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen*. 2001, Technische Universität München: München.
15. Krebs, H.G. and G. Böllinger, *Temperaturberechnungen am bituminösen Straßenkörper*. Heft 347. 1981: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Bonn-Bad Godesberg.
16. Wistuba, M., *Klimaeinflüsse auf Asphaltstraßen - Maßgebende Temperatur für die analytische Oberbaubemessung in Österreich*. Mitteilungen des Instituts für Straßenwesen. Vol. 15. 2003, Wien: Technische Universität Wien.
17. Mais, R., *Zur Beanspruchung von bituminösen Fahrbahnbefestigungen. Ein Beitrag zur Ermittlung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Vol. 138. 1973, Bonn.
18. Houben, I.L.J.M. *Structural Design of Pavements*. CT 4860 Part IV Design of concrete Pavements [Report] 2009; 01.2009:[69-101]. Available from: <http://www.citg.tudelft.nl/en/about-faculty/departments/structural-engineering/sections/pavement-engineering/education/lectures/>
19. Westergaard, H.M., *Analysis of stresses in concrete pavemnts caused by variations of temperature*. Public Roads, 1927. **8**: p. 54-60.

20. Bradbury, R.D., *Reinforced Concrete Pavements*. 1938: Wire Reinforcement Institute.
21. Huang, Y.H., *Pavement Analysis and Design*. 2004, USA: Pearson Prentice Hall.
22. Pandey, B. *Warping stresses in concrete pavements - a re-examination*. Highway Reserch Bulletin, 2004-2005.
23. Westergaard, H., *Stresses in concrete pavements computed by technological analysis*. Public Roads, 1926. **7**: p. 25-35.
24. Vlasov, V. and U. Leont'ev, *Plates and shells on elastic foundations*. Israel Program for Scientific Translations, 1966.
25. ÖNI, *ÖNORM B 3303: Betonprüfung*. 2002: Wien.
26. FSV, *RVS 8S.06.32: Betondecken: Deckenherstellung*. 1998: Wien.
27. Dickenauswertung, F.f.S.-u.V.B.S., *Arbeitsanleitung zur statistischen Dickenauswertung von Asphalt- und Betonschichten für rechnerisch dimensionierte Verkehrsflächen: AL DA*. 2011: FGSV-Verlag.
28. Radaj, D. and M. Vormwald, *Ermüdungsfestigkeit*. 3 ed. Grundlagen für Ingenieure. 2007: Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York.
29. Ibuk, H., *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung*, in *Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften*. 2008, Ruhr- Universität Bochum: Bochum. p. 101.
30. Kessler-Kramer, C., *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*, in *Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen*. 2002, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH): Karlsruhe.
31. Hilsdorf, H.K. and C.E. Kesler, *Fatigue Strength of Concrete Under Varying Flexural Stresses*. Journal Proceedings, 1966. **63**(10).
32. Tepfers, R., *Tensile Fatigue Strengh of Plain Concrete*. ACI Journal, 1979: p. 919-933.
33. Tepfers, R. and T. Kutti, *Fatigue strength of plain, ordinary, and lightweight concrete*. ACI Journal, 1979.
34. Hwan Oh, B., *Fatigue analysis of plain concrete in flexure*. Journal of Structural Engineering (United States), 1986. **112**(2): p. 273-288.
35. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, F., *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen: RDO Beton*. 2009, Bonn: FGSV-Verlag.
36. Eid, J.A., *Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping)*, in *Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen*. 2011, Technische Universität München: München.
37. Shi, X.P., T.F. Fwa, and S.A. Tan, *Flexural Fatigue-Strength of Plain Concrete*. Aci Materials Journal, 1993. **90**(5): p. 435-440.
38. Zhang, B., D.V. Phillips, and K. Wu, *Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete*. Magazine of Concrete Research, 1996. **48**(4): p. 361-375.
39. Furtak, K., *Ein verfahren zur berechnung der betonfestigkeit unter schwellenden belastungen*. Cement and Concrete Research, 1984. **14**(6): p. 855-865.
40. Sotelino, E., A. Asgari, and A. Saksa, *Damage Analysis of Jointed Plain Concrete Pavements in Indiana, Part I: Finite Element Modeling and Damage Analysis, Part II: INDISLAB, A Software Tool for Jointed Plain Concrete Pavement Design*. 2005, Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University: West Lafayette, Indiana.
41. Roesler, J., J.E. Hiller, and P.C. Littleton, *Large-Scale Airfield Concrete Slab Fatigue Tests*. 2005.

42. Roesler, J., *Fatigue Resistance of Concrete Pavements*, in *6th International DUT – Workshop on Fundamental Modelling of Design and Performance of Concrete Pavements*. 2006: Belgium.
43. Litzka, J., C. Molzer, and R. Blab, *Modifikation der Österreichischen Bemessungsmethode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus (Modification of the Austrian pavement design method)*. Schriftenreihe Straßenforschung. Vol. 465. 1996, Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten.

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1: Äquivalenzfaktoren der Fahrzeugkategorien gemäß RVS 03.08.63 [1]	13
Tabelle 2.2: Äquivalenzfaktoren nach Straßenkategorien gemäß RVS 03.08.63 [1]	13
Tabelle 2.3: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [7]	15
Tabelle 2.4: E-Modulverhältnis für ungebundene Schichten [8]	16
Tabelle 5.1: Untergrundtemperatur in 2 m Tiefe in Abhängigkeit vom Zeitraum [16]	41
Tabelle 5.2: Temperaturgradienten für Wetterstation Gänserndorf	44
Tabelle 5.3: Zusammenstellung der Formeln von Eisenmann zur Berechnung der Biegezugspannungen an der Plattenunterseite bei einer Erwärmung von oben mit linearem Verlauf des Temperaturgradienten $\Delta T=0,09$ [K/mm] bzw. $\Delta T=0,06$ [K/mm]; $a = 600$ [mm] [10]	53
Tabelle 5.4: Abmessungen und Materialeigenschaften der Platte	57
Tabelle 5.5: Berechnete Wölbspannungen mit den verschiedenen Theorien	57
Tabelle 6.1: Bekannten Schnittgrößen an den freien Rändern einer elastisch gebetteten Rechteckplatte	68
Tabelle 6.2: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für doppelsymmetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 1, 3, 5 \dots$ und $n = 0, 1, 3, 5 \dots$	71
Tabelle 6.3: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für bezüglich der x-Achse symmetrische und bezüglich der y-Achse antimetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 2, 4, 6 \dots$ und $n = 0, 1, 3, 5 \dots$	71
Tabelle 6.4: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für bezüglich der y-Achse symmetrische und bezüglich der x-Achse antimetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 1, 3, 5 \dots$ und $n = 0, 2, 4, 6 \dots$	72
Tabelle 6.5: Ansatzfunktionen $w_{m,n}(x, y)$ für doppelantimetrische Belastungsfälle mit $m = 0, 2, 4, 6 \dots$ und $n = 0, 2, 4, 6 \dots$	72
Tabelle 6.6: Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.1	74
Tabelle 6.7: Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.2	76
Tabelle 6.8: Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.3	79
Tabelle 6.9 Grafische Darstellung der Ergebnisse aus dem Beispiel 6.8.4	81
Tabelle 7.1: Statistisch ausgewertete Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit natürlichem Gestein ($n_{\text{Spaltzugfestigkeit}} = 53$, $n_{\text{Biegezugfestigkeit}} = 154$)	85
Tabelle 7.2: Statistisch ausgewertete Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit recyciertem Gestein, ($n_{\text{Spaltzugfestigkeit}} = n_{\text{Biegezugfestigkeit}} = 26$)	85
Tabelle 7.3: Statistisch ausgewertete Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Oberbeton mit natürlichem Gestein, ($n_{\text{Spaltzugfestigkeit}} = 83$, $n_{\text{Biegezugfestigkeit}} = 192$)	85
Tabelle 7.4: Parameter i und j für den Zusammenhang von Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit natürlichem Gestein, ($n = 21$)	86

Tabelle 7.5: Parameter i und j für den Zusammenhang von Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Unterbeton mit recyceltem Gestein, (n = 26)	86
Tabelle 7.6: Parameter i und j für den Zusammenhang von Spalt- bzw. Biegezugfestigkeit bei Vertrauensniveaus von 60 % bis 95 % für Oberbeton mit natürlichem Gestein, (n = 48)	86
Tabelle 7.7: Koeffizient A für eine gewählte Überlebenswahrscheinlichkeit SF	93
Tabelle 7.8: Überblick der Ermüdungskriterien	97
Tabelle 7.9: Modellparameter	97
Tabelle 8.1: Spurverteilungsfaktor in Abhängigkeit der Fahrstreifenbreite b_f	103
Tabelle 8.2: Dreistufige Variation der Verkehrsdatenverfügbarkeit	104
Tabelle 8.3: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [7, 16]	106
Tabelle 8.4: Randbedingungen zur Bewertung der Bemessungsergebnisse	108
Tabelle 8.5: Untersuchte Bautypen gemäß RVS 03.08.63 [1]	109
Tabelle 9.1: Kostenbeispiel für Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung von Betondecken in Abhängigkeit der Betondeckendicke und der zulässigen Anzahl an Lastwechseln mit relativer Darstellung (25 cm = 100%) als Eingangsparameter für die Wirtschaftlichkeitsbewertung	126
Tabelle 9.2: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=2000 FZ/24h)	128
Tabelle 9.3: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=3000 FZ/24h)	129
Tabelle 9.4: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=4000 FZ/24h)	130
Tabelle 9.5: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=5000 FZ/24h)	131
Tabelle 9.6: Eingriffsintervalle für die Erneuerung der Betondecken (JDTLV=6000 FZ/24h)	132
Tabelle 9.7: Eingangsparameter und Resultate der Wirtschaftlichkeitsbewertung von Betondecken mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten, Deckendicke 25 cm.	134
Tabelle 9.8: Eingangsparameter und Resultate der Wirtschaftlichkeitsbewertung von Betondecken in unterschiedlichen Klimazonen, Deckendicke 25 cm, BZF = 5,27 N/mm ²	136

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2.1: Änderung der Untergrundtragfähigkeit einer Straßenbefestigung mit der Jahreszeit [5].....	15
Abbildung 2.2: Smithsches Schaubild für die Ermüdung von Beton [4, 9-11]	17
Abbildung 2.3: Berechnungsschema der österreichischen Bemessungsmethode für Straßenoberbauten mit Betondecke.....	18
Abbildung 4.1: Scheinfuge gemäß RVS 08.17.02 [12].....	24
Abbildung 4.2: Definition von DWZ	25
Abbildung 4.3: Finite Elemente Modell zur Bestimmung der DWZ	26
Abbildung 4.4: Finite Elemente Modell zur Bestimmung von FWZ	28
Abbildung 4.5: Dübelwirksamkeitszahl DWZ in Abhängigkeit vom Reibungskoeffizienten zwischen Dübel und Beton	30
Abbildung 4.6: Dübelwirksamkeitszahl abhängig vom Dübeldurchmesser	31
Abbildung 4.7: DWZ in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser für unterschiedliche Plattendicken	31
Abbildung 4.8: Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Radlast	32
Abbildung 4.9: Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Einbindelänge	33
Abbildung 4.10: Dübelwirksamkeitszahl in Abhängigkeit von der Fugenart	34
Abbildung 4.11: Relativverschiebung in Abhängigkeit vom Dübelabstand	35
Abbildung 4.12: Wirksamkeitsindex in Abhängigkeit vom Dübelabstand.....	35
Abbildung 4.13: Verschiebung entlang der Querscheinfuge für einen Dübelabstand von 300 mm, bei $F = 50 \text{ kN}$ und $k = 0,1$; berechnet mit dem FE-Programm ABAQUS	36
Abbildung 4.14: Schubspannungen in Abhängigkeit vom Dübelabstand.....	37
Abbildung 4.15: Fugenwirksamkeitszahl in Abhängigkeit vom Dübelabstand	37
Abbildung 5.1: Konstruktion des Differenzenverfahrens [15]	39
Abbildung 5.2: Temperaturverteilung Station Gänserndorf (24.05.2008) Periode 3, rechts Nacht- und Tagesstunden (stündliche Temperaturprofilen)	42
Abbildung 5.3: Prozentuelle Verteilung der auftretenden Temperaturgradienten für Station Gänserndorf	43
Abbildung 5.4: Klimaregionen und Klimastationen [16].....	45
Abbildung 5.5: Klimaregionen und Klimastationen	45
Abbildung 5.6: 3 Klimazonen und maßgebliche Temperaturgradienten in den sechs Temperaturperioden	46
Abbildung 5.7: Schemata der Lagen der Fühler (A2 km 14,990 und km 20,971, RFB Wien)	47
Abbildung 5.8: Temperaturganglinien der Oberflächentemperatur von der Simulation und von den Messungen (23.09.2015-15.10.2015)	48
Abbildung 5.9: Temperaturganglinien der Temperatur in 10 cm Tiefe von der Simulation und von den Messungen (23.09.2015-15.10.2015).....	48
Abbildung 5.10: Simulation mit der tatsächlichen Oberflächentemperatur der Temperaturganglinie in 10 cm Tiefe und Temperaturganglinie von den Messungen in 10 cm Tiefe.....	49
Abbildung 5.11: Verformung und Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite [10]	51
Abbildung 5.12: Korrelationsfaktoren für endlich ausgedehnte Platte [21].....	56

Abbildung 5.13: Skizze des betrachteten Oberbaus	56
Abbildung 6.1: Einzellast	59
Abbildung 6.2: Flächenlast im Teilbereich.....	60
Abbildung 6.3: Infinitesimales Plattenelement inklusive Schnittgrößen	61
Abbildung 6.4: Unverformte bzw. verformte Lage der Platte.....	64
Abbildung 6.5: Randbedingungen: a) freies Ende b) elastische Randlagerung	68
Abbildung 7.1: Wöhlerlinie [11].....	87
Abbildung 7.2: Goodman-Diagramm (links) und Smith-Diagramm (rechts).....	88
Abbildung 7.3: SMITH'sches Schaubild für die Ermüdung von Beton [4, 9-11]	90
Abbildung 7.4: Ermüdungskurven nach RDO Beton [35].....	92
Abbildung 7.5: NLW für Lastfall Plattenrand	98
Abbildung 7.6: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Biegezugfestigkeit	99
Abbildung 7.7: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Verkehrsbelastung	100
Abbildung 7.8: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Wölbspannung	100
Abbildung 7.9: Gegenüberstellung von Ermüdungskriterien bei veränderlicher Frequenz	101
Abbildung 8.1: Bemessungsstufen zur Berücksichtigung der Dübelkonfiguration ..	105
Abbildung 8.2: Bemessungsstufen zur Berücksichtigung der Biegezugfestigkeit ...	107
Abbildung 8.3: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Dicke der Betonschicht	110
Abbildung 8.4: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses des Dübeldurchmessers	110
Abbildung 8.5: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Plattengeometrie.....	111
Abbildung 8.6: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Biegezugfestigkeit des Straßenbetons	112
Abbildung 8.7: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses des Vertrauensniveaus für die angesetzte Materialsteifigkeit (Biegezugfestigkeit des Straßenbetons)	113
Abbildung 8.8: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE1 zur Untersuchung des Einflusses der Klimazonen, $f_{ct(BZ)}=5,27\text{N/mm}^2$	114
Abbildung 8.9: Bemessungsdiagramm für Bautyp BE2 zur Untersuchung des Einflusses der Dicke der Betondecke.....	114
Abbildung 9.1: Übersicht über die Verfahren der Investitionsrechnung	116
Abbildung 9.2: Eingangsparmeter für die Bestimmung der zulässigen Lastwechsel N_{zul}	117
Abbildung 9.3: Kumulierte Entwicklung der erwarteten Lastwechsel	118
Abbildung 9.4: Ermittlung der technischen Gebrauchsdauer und des Erneuerungszeitpunktes.....	118
Abbildung 9.5: Zahlungsströme im Lebenszyklus (Beteiberkosten).....	119
Abbildung 9.6: Prinzip der Barwertbildung für künftige Investitionen	120
Abbildung 9.7: Bestimmung des jährlichen Zahlungsbetrags	121
Abbildung 9.8: Wirtschaftlichkeitsbewertungsvarianten Beton mit unterschiedlichen Betondeckenstärken gemäß RVS 03.08.63 [1]	122

Abbildung 9.9: Zulässige Lastwechsel in Abhängigkeit der Stärke der Betondecke	122
Abbildung 9.10: Beispiel Einbaukosten für Betondecken in Abhängigkeit der Deckendicke mit relativer Darstellung der Einheitskosten (Deckendicke 25 cm = 100%)	124
Abbildung 9.11: Beispiel Kostenansatz für Abtrag und Laden bei der Erneuerung von Betondecken in Abhängigkeit der Deckendicke mit relativer Darstellung der Einheitskosten (Deckendicke 25 cm = 100%)	124
Abbildung 9.12: Kostenbeispiel für das Wegschaffen von Betondecken in Abhängigkeit der Deckendicke mit relativer Darstellung der Einheitskosten (Deckendicke 25 cm = 100%)	125
Abbildung 9.13: Darstellung Barwertverlauf und Definition der Zyklusdauer $n=n_{zul_Zyklus2}$ (Zeitpunkt des zweiten Eingriffs als Eingangsparameter für die Bestimmung der Annuität)	127
Abbildung 9.14: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken ($JDTLV=2000 \text{ FZ}/24\text{h}$; $p=2\%$; $i=3\%$)	128
Abbildung 9.15: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken ($JDTLV=2000 \text{ FZ}/24\text{h}$; $p=2\%$; $i=3\%$; $n_{ges}=n_{zul_Zyklus2}$)	128
Abbildung 9.16: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken ($JDTLV=3000 \text{ FZ}/24\text{h}$; $p=2\%$; $i=3\%$)	129
Abbildung 9.17: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken ($JDTLV=3000 \text{ FZ}/24\text{h}$; $p=2\%$; $i=3\%$; $n_{ges}=n_{zul_Zyklus2}$)	129
Abbildung 9.18: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken	130
Abbildung 9.19: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken	130
Abbildung 9.20: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken	131
Abbildung 9.21: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken	131
Abbildung 9.22: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken	132
Abbildung 9.23: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken	132
Abbildung 9.24: Zulässige Anzahl der Lastwechsel für unterschiedliche Biegezugfestigkeiten	133
Abbildung 9.25: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten $f_{ct(BZ)}$ ($5,0 \text{ N}/\text{mm}^2$; $5,5 \text{ N}/\text{mm}^2$; $6 \text{ N}/\text{mm}^2$) unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung	133
Abbildung 9.26: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken mit unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten $f_{ct(BZ)}$ ($5,0 \text{ N}/\text{mm}^2$; $5,5 \text{ N}/\text{mm}^2$; $6 \text{ N}/\text{mm}^2$) unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung	134
Abbildung 9.27: Zulässige Anzahl der Lastwechsel für unterschiedliche Klimazonen	135
Abbildung 9.28: Gegenüberstellung der Gegenwartswerte für den Vergleich von Betondecken in maßgebenden Klimazonen unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung ($d=25 \text{ cm}$; $JDTLV=2000 \text{ FZ}/24\text{h}$; $p=2\%$; $i=3\%$)	135
Abbildung 9.29: Gegenüberstellung der Annuitäten von Betondecken in maßgebenden Klimazonen unter Berücksichtigung von Errichtung, Instandhaltung und Erneuerung	136