Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

DIPLOMARBEIT
Master Thesis

Berücksichtigung der Ermüdung von Straßenoberbaubetonen bei der Dimensionierung von Betonfahrbahnen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Ronald BLAB
Univ. Ass. Dipl.-Ing. Lukas EBERHARDSTEINER

E230 Institut für Verkehrswissenschaften

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Kristina BAYRAKTAROVA

Matr.Nr.: 1129518
Stefan Stambolov Str. Nr.45
4980 Zlatograd, Bulgarien

Wien, am eigenhändige Unterschrift

Danksagung

Die vorliegende Diplomarbeit entstand am Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßen- und Flugbetriebsflächenbau an der Technischen Universität Wien im Rahmen eines Doppel- Diplom Studiums zwischen der TU Wien und der Universität für Architektur, Bauingenieurwesen und Geodäsie- Sofia.

Ich bedanke mich besonders bei Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn.Ronald Blab für die Möglichkeit meine Diplomarbeit am Straßenbauinstitut zu verfassen, für die wertvolle Ideen und für die finanzielle Unterstützung.

Zudem möchte ich Herr Univ. Ass. Dipl.-Ing. Lukas Eberhardsteiner herzlichen Dank aussprechen für die gute Betreuung und das nette und kollegiale Benehmen. Die Hilfestellungen und die wissenschaftliche Unterstützung von Lukas während meiner Diplomarbeitstätigkeiten waren besonders wertvoll.

Dank gebührt auch Herrn Univ. Prof. Dipl.- Ing. Iwan Trifonov für seine Ratschläge und Hilfe bei der Übersetzung der Diplomarbeit auf Bulgarisch.

Außerdem möchte ich mich bei meinen beliebten Eltern- Velin und Minka für ihre ständige Unterstützung bedanken. Meine Eltern ermöglichen mir diese wertvolle Ausbildung und haben einen sehr großen Anteil an meinem Erfolg- besonders durch ihr Vertrauen in mich.

An letzter Stelle seien noch meine Freunde und Studienkollegen für ihre Motivation und Ideen zu erwähnen.

Wien, im Mai 2013 Kristina Bayraktarova

Kurzfassung

Mit der Erhöhung der Lasten und des Verkehrs auf dem Straßennetz entwickeln sich immer mehr Schäden, die eine Voraussetzung für die Materialermüdung in der Konstruktion darstellen. Dies führt zum Bedürfnis nach einem dauerhaften und unterhaltsarmen Belag. Die Betonfahrbahnen bieten eine lange Lebensdauer und beweisen eine wirtschaftliche und konstruktive Effizienz.

Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Ergebnisse beurteilen nicht nur die Einflussfaktoren auf die Lebensdauer von Betondecken, es werden auch die Einflüsse von Schädigungsphasen, Dehnungsverlauf und Rissbildungsmechanismen bei der Ermüdung beschrieben. Die untersuchten Verfahren zur Bestimmung der Ermüdung erlauben eine Abschätzung der ertragbaren Lastzyklen bis zum Versagen.

Nach der Analyse verschiedener Ermüdungsfaktoren hat sich gezeigt, dass die Dauerfestigkeit des Betons von der Anzahl an Lastwiederholungen, der Biegezugfestigkeit des Betons, Klimaeinwirkungen und der Plattengeometrie abhängt. Es wurde festgestellt, dass es Unterschiede im Ermüdungsverhalten von Betonprobekörpern bei statischen und dynamischen Belastung, Biege- und Spaltzugbeanspruchung, verschiedenen Spannungsbereich und Spannungsverhältnis sowie Prüfungen im Labor und im Feld gibt.

Die bei dieser Diplomarbeit gewonnenen Erkenntnisse sollen zur Weiterentwicklung der Dimensionierungsmethoden von Betonfahrbahnen in Österreich unter Berücksichtigung der Ermüdung und anderer maßgebender Einflüsse beigetragen.

In der vorliegenden Arbeit wird zuerst das notwendige Basiswissen zur Ermüdung von Straßenbetonen erklärt. Danach werden verschiedene Ermüdungskriterien beschrieben und verglichen. Die Diplomarbeit bietet wertvolle Information über die Einflüsse auf die rechnerische Dimensionierung von Betondecken. Abschließend werden die Dimensionierungsmethoden in Österreich, in Deutschland und in den USA vorgestellt.

Abstract

With the increase of loads and traffic on the road network, damages in the road construction occur leading to the fatigue of the materials. Therefor, durable pavements are necessary, which require only little maintenance. Concrete pavements provide a long service life and prove their economic and technical efficiency.

In the context of the research along with the assessment of the influence of factors on the service life of the concrete slabs, there is also a description of the influence of the damage stage, course of strain and cracking mechanisms of fatigue. The investigated method for determining the fatigue allows estimation of the tolerable load cycles to failure.

From the analysis of various fatigue factors it is obvious that the fatigue strength of the concrete depends on the number of load repetitions, flexural strength of the concrete, climatic conditions and slab geometry. It was found that there are differences in the fatigue behavior of concrete specimens under static and dynamic loading, bending and splitting tensile loading, different stress range and stress ratio and as well as testing in the laboratory and in the field.

The results from this research should contribute to further development of the design method in Austria for concrete pavements with the consideration of fatigue and other relevant factors.

The present work is structured in the following order. The first part represents the basic knowledge about the fatigue behavior of road concrete. Next, various fatigue criteria are described and compared. The thesis provides valuable information about the influences on the design of concrete slabs. At the end there is a presentation of the design methods is in Austria, in Germany and in the United States.

Inhaltverzeichnis

1. Einleitung und Aufgabestellung 8
1.1 Ausgangssituation 8
1.2 Aufgaben und Zielsetzungen 8
1.3 Herangehenweise 9

2. Geschichtlicher Rückblick 10
2.1 Entwicklung von Betonstraßen 10
2.2 Ermüdung von Stahlbeton einst 13

3. Ermüdung von Beton 16
3.1 Begriffsdefinition- Ermüdung, Dauerfestigkeit 16
3.2 Einflüsse auf die Lebensdauer 17
3.3 Schädigungsphasen der Ermüdung 17
3.4 Dehnungsverlauf 19
3.5 Schadensakkumulation 20
3.6 Rissbildungsmechanismen bei Betonermüdung 21
3.6.1 Bruchbildungsmechanismus nach Wittmann 21
3.6.2 Andere Betrachtungen im Zusammenhang mit Betonermüdung 22
3.7 Verfahren zur Bestimmung der Ermüdung 23
3.7.1 Wöhler- Versuch (Einstufenverfahren) 24
3.7.2 Treppenstufenverfahren 24
3.7.3 Locati- Verfahren 25
3.7.4 Prot- Verfahren 26

4. Ermüdungskriterien 27
4.1 Beschreibung verschiedener Ermüdungskriterien 27
4.1.1 Wirkung des Spannungsbereichs auf die Dauerfestigkeit von Normalbeton - Murdock und Kesler (1958) 27
4.1.2 Wirkung der veränderlichen Belastung auf die Lebensdauer der Beton- Hilsdorf and Kesler (1966) 29
4.1.3 Wirkung des Spannungsverhältnises auf die Ermüdung- Aas-Jakobsens (1970) 29
4.1.4 Ermüdung bei statischen und dynamischen Belastung-Ballinger (1971) 31
4.1.5 Ermüdungkriterium nach Vesic and Saxena (1969)- 32
4.1.6 Ermüdungskriterium nach Treybig (1977) 32
4.1.7 Ermüdungsgleichung von Darter (1977) 32
4.1.9 Schwedische Ermüdungskriterium nach Tepfers (1978) 34
4.1.10 Ermüdung bei nieder- und hochzyklischen Belastung- Hsu (1980) 35
4.1.11 Beton unter Zugbeanspruchung- Cornelissen und Reinhardt (1984) 38
4.1.13 Unterschied zwischen Biege- und Spaltzugbeanspruchung und deren Einfluss auf die Ermüdung- Oh (1986) 41
4.1.15 Ermüdung im Labor und im Feld, Scale- Faktor – Roesler 45
4.1.16 Holländisches Ermüdungskriterium 50
4.2 Auswertung der verschiedenen Ermüdungskriterien 52

5. Einflüsse auf die rechnerische Dimensionierung- Allgemein 60
5.1 Verkehrslastspannungen 60

5.1.1 Plattentheorie 60
5.1.2 Modifizierte Formel nach Westergaard....63
5.1.3 Maßgeblicher Bettungsmodul **64**
5.2 Belastung infolge ungleichmäßiger Temperatur- und Feuchteverteilung....65
5.3 Material- und Schichtkenngröße 70
5.3.1 Unterbauplanum 70
5.3.2 Ungebundene Tragschichten 71
5.3.3 Gebundene Tragschichten/ Stabilisierte Tragschichten 71
5.3.4 Bituminöse Tragschichten....72
5.3.5 Beton auf Fahrbahndecken 72

6. Vergleich zwischen Dimensionierungsmethoden 74
6.1 Dimensionierung in Österreich 74
6.1.1 Verkehrsbelastung 75
6.1.2 Lastklassen 78
6.2 Dimensionierung in Deutschland 80
6.2.1 Verkehrsbelastung 80
6.2.2 Temperatur- und Feuchteverteilung....82
6.2.3 Betonkennwerte....84
6.2.4 Geometrie, Fugenanordnung 85
6.2.5 Querkraftübertragung....86
6.2.6 Berechnungsverfahren nach Grenzzuständen....87
6.3 Dimensionierung in den USA....92
6.3.1 AASHTO 1993....93
6.3.2 PCA 1984....99
6.3.3 AASHTO M-EPDG....103

7. Zusammenfassung 110

1. Einleitung und Aufgabestellung

1.1 Ausgangssituation

Heutzutage sind Ressourcen zum Bauen ein knappes Gut, deswegen steigen ihre Preisen ständig an. Ein Beispiel hierfür sind die Ölpreise. Wir alle wissen, dass die Ölreserven abnehmen und das heißt, dass wir sparsam mit den verbleibenden Mengen umgehen müssen. Der größte Verbraucher des Erdöls ist der Verkehrssektor. Durch den Einsatz des Erdölprodukts Bitumen hängt der Straßenbau stark von diesem Rohstoff ab.

Die Globalisierung und das Bedürfnis nach Mobilität sind Voraussetzungen für das Wachstum der Nutzung von Verkehrsinfrastrukturbauten wie Straßen, Brücken, Tunneln und Flugpisten. Anderseits werden immer mehr Leute in den Großstädten wohnen. Das führt unbedingt zur Erhöhung der Lasten und der Anzahl an Überfahrten auf Verkehrsanlagen.

Eine Umkehr dieser Tendenzen ist in naher Zukunft nicht absehbar. Die Bedingungen unter denen die Straßenbauten funktionieren, verändern sich ständig. Innovative, nachhaltige und ökologische Lösungen werden gefördert. Mit der Zunahme der Verkehrsbelastungen und der Ölpreise werden Betonfahrbahnen immer aktueller, diese besitzen jedoch eine begrenzte Lebensdauer. Analysen zur Auswirkung neuer Lastmodelle mit größeren Achslasten auf bestehende Straßen haben die Diskussion der Ermüdung von Betondecken herausgefördert.

Im Allgemeinen wird unter Ermüdung bei Straßen mit Betondecken, die Abnahme der Festigkeit verstanden. Diese Abnahme tritt infolge zyklischer Belastung auf, die durch den Verkehr eingebracht wird. Die Abschätzung der ertragbaren Lastzyklen ist besonders wichtig um die Dauerschwingfestigkeit und die Lebensdauer des Betons zu bestimmen. Eine Analyse dieser Größen kann zur Optimierung bei der Dimensionierung von Betonstraßen führen.

1.2 Aufgaben und Zielsetzungen

Die Schädigung infolge Ermüdung ist ein Prozess, der sich über einen weiten Zeitraum erstrecken kann. Eine sichere Berücksichtigung dieses zyklisch-mechanischen Prozesses ist erforderlich um eine Oberbaukonstruktion richtig zu bemessen. Die Aufgabe dieser Diplomarbeit ist Methoden aufzuzeigen, welche eine Abschätzung bzw. Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit und Lebensdauer von Straßenbaubetonen ermöglichen. Notwendig ist eine Untersuchung von Ermüdungskriterien bei Betonstraßen und konkret bei unbewehrten Betondecken, da diese Bauweise typisch für Österreich ist.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist mit Hilfe des derzeitigen Wissensstandes, Erkenntnisse bezüglich des Ermüdungsverhaltens von Straßenbetonen zu gewinnen, da Ermüdung einen großen Einfluss bei der Dimensionierung hat.

1.3 Herangehenweise

Der Begriff Ermüdung und das Thema Ermüdung bei Betonstraßen sind sehr umfassend. Die Diplomarbeit konzentriert sich auf Betonfahrbahndecken, ihre Ermüdungsverhalten und verschiedenen Methoden zur Dimensionierung von Betondecken. Einführend wird ein kurzer geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung von Betonstraßen und die Ermüdung von Stahlbeton gemacht. Als Ausgangsbasis zur Erfüllung der gesetzten Ziele werden Begriffe, Definitionen, Einflüsse auf die Lebensdauer, Schädigungsphasen und Rissbildungsmechanismen erörtert. Im vierten Kapitel werden verschiedene Ermüdungskriterien beschrieben und dann sie werden verglichen. Damit die Ermüdungsbeanspruchung richtig bei der Dimensionierung unter Berücksichtigung genommen werden kann, werden zuerst allgemeine dimensionierungsrelevante Einflussgrößen erklärt. In dem weiteren Kapitel wird ein Vergleich zwischen den Dimensionierungsmethoden in Österreich, Deutschland und USA durchgeführt.

2. Geschichtlicher Rückblick

2.1 Entwicklung von Betonstraßen

Betonstraßen gibt es seit mehr als 2000 Jahren. Sie sind eine Erfindung der Römer, die häufig ihre Stadt- und Landstraßen mit einer betonartigen Schicht befestigten. Es sind heute noch Straßen in Trier und Umgebung zu besichtigen. Der römische Straßenbeton bestand aus Kies und/oder klein geschlagenem Gestein, dem sie Mörtel bzw. Kalk untermischten und den sie in Schichtendicken bis zu 50cm einbauten. Diese hydraulisch gebundenen Schichten konnten direkt befahren werden, wurden aber in der Regel mit Steinplatten oder Schotter abgedeckt.

Im Jahr 1888 wurde die erste Betonstraße in Deutschland (Breslau) gebaut. Danach kam diese neue Straßenbefestigung in zahlreichen Städten zur Anwendung. Im europäischen Ausland gingen einige Versuche in Schottland (Iverness 1856 und Edinburgh 1872) und in Frankreich (Grenoble 1876) voraus. In den USA wurde die erste Betonstraße 1892 hergestellt (Bellefontaine/Ohio).

Bei den ersten Betonstraßen wurde grobkörniger Zuschlag verwendet und als „Zementmakadamstraßen" bezeichnet. Die Betonschicht (Unterbeton) wurde auf einer ebenen Tragschicht mit 15 bis 25 cm Dicke mit einem Mischungsverhältnis zwischen Zement und Zuschlag von 1 zu 7 bis 1 zu 10 mit Kies oder Steinschlag aufgebracht. Nach der Erhärtung dieser Schicht wurde eine Decklage (Oberbeton), bestehend aus einem Teil Zement und etwa drei Teilen Steinschlag, mit Korngrößen bis 5 cm und einer Dicke von 5 bis 6 cm aufgestampft. [1]

1899 wurde eine „Oberflächenschalung" von P. Jantzen / Elbing patentiert, die Oberflächenmängel und Risse verhindert sollte. Die Oberflächenschalung bestand aus einer Blechplatte, die durch Stahlprofile beschwert wurde. Die Platte reichte über die gesamte Straßenbreite und wurde wie eine Gleitschalung langsam von Hand vorangezogen, während zahlreiche Helfer den Beton unter die Form stampften. Dagegen war eine sorgfältige Nachbehandlung durch eine Abdeckung der frisch hergestellten Betonstraßen mit Sand bereits Praxis. Der Sand blieb etwa vier Wochen lang auf der Betondecke und wurde auch so lange feucht gehalten.

Dresden war damals die deutsche Stadt, in der am meisten Betonstraßen gebaut wurden. Ab 1905 bis zum Ersten Weltkrieg wurden dort rund 50 000m^2 Verkehrsflächen mit Betonstraßen befestigt. Die im Mittel 20 cm dicken Betondecken (dachförmiges Querprofil, 16 cm an den Seiten und 22 cm in der Mitte) erhielten bereits Querfugen im Abstand von 6 bis 10 m. Es wurde meist nicht fortlaufend betoniert, sondern man übersprang jeweils ein Feld. [1]

In den USA wurden bis 1925 fast 600 Millionen m² Betonstraßen gebaut. Es kam zur Entwicklung von ersten Straßenfertigern mit einer Stampfbohle mit vorgeschaltetem Ebner und nachlaufendem Glätter. Diese neuen Straßenbaumaschinen fertigten bis zu 300 m Betonstraße an einem Tag. [2] [3]

Die Konstruktion und der Bau der Betonstraßen in Amerika unterlagen einer stetigen Weiterentwicklung. 15 cm dicke Betondecken waren mit bis zu 6 kg Stahl pro m² bewehrt und hatten Längsfugen mit Nut- und Federausbildung sowie Querfugen im Abstand von 10 bis 15 m durch Einlegen von Asphaltstreifen. Das Mischungsverhältnis von Zement, Sand und Grobzuschlag (Größtkorn 37,5 mm und auch größer) betrug für den Beton in Raumteilen 1 zu 1,5 zu 3. [1] [2]

Die ersten maschinell hergestellten Betonstraßen in Deutschland (um 1925) nutzten die amerikanischen Erfahrungen, einschließlich eines eigens herbeigeschafften „Lakewood-Finisher". Die in Amerika entwickelten Fertiger dienten auch als Muster für die ersten deutschen Betondeckenfertiger.

Abbildung 1: Betonstraße in Görlitz 1928 [2]

Es gab noch keine eigenen Vorschriften, Richtlinien oder Merkblätter für den Bau von Betonstraßen, nach denen sich die Behörden oder Baufirmen hätten richten können. Im Jahr 1924 änderte sich dies mit der Gründung der „Studiengesellschaft für Automobil-Straßenbau" (STUFA), in der sich alle am Straßenbau Interessierten zusammenschlossen.

Die Erarbeitung von Arbeitsanweisungen entwickelte sich sehr rasch. 1925 gab die STUFA ein „Vorläufiges Merkblatt für den Bau von Automobilstraßen aus Beton" heraus, das 1928 durch das „Merkblatt für den Bau von Betonstraßen" ersetzt wurde und später weitere Überarbeitungen erfuhr. Ab 1933 folgte ein großes Wachstum der bebauten Betonstraßen und damit auch eine Umsetzung

des Gesetzes über die Errichtung eines Unternehmens „Reichsautobahnen". 1939 trat eine Neubearbeitung der „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken der Reichsautobahn" (RAB) auf, die formell bis 1972 Gültigkeit besaß. Im gleichen Jahr erschien für den allgemeinen Straßenbau eine neue Ausgabe des „Merkblattes für Betonstraßen", gleichzeitig auch die „Technischen Vorschriften für die Ausführung von Betondecken auf Landstraßen" (TV Beton). Bis 1939 wurden in Deutschland rund 63 Millionen m² Betondecken gebaut und davon 41 Millionen m^2 auf Autobahnen. [1]

Die Betondecken der Reichsautobahnen wurden mit einer Dicke von 20 bis 25 cm auf Papierunterlage ausgeführt. Querfugen unterteilten die Betondecke in Abständen von 10 bis 37,5 m. Zwischen Raumfugen waren höchstens zwei Querscheinfugen zugelassen. Als Längsfugen dienten verankerte Pressfugen. Die Betondecken wurden vorwiegend bewehrt (mindestens 2,5 kg/m2), der Zementgehalt des Oberbetons entsprach in etwa den heutigen Werten (rund 350 kg/m^3). Dübel und Anker kamen ab 1936 in Gebrauch. [1]

Bei der Einbautechnik wurden schienengeführte Verteiler und Fertiger angewandt, mit Stampfbohlen als Verdichtungselement oder mit Rüttelplatten oder -bohlen ausgerüstet. Die Zuschläge und der Zement wurden vom Materiallagerplatz zum Mischer mittels Feldbahnen transportiert. Der Beton wurde vorwiegend an der Einbaustelle in Brückenmischern hergestellt.

Die Betonfahrbahnen haben eine hohe Tragfähigkeit in den Jahren des Kriegs und der Nachkriegszeit bewiesen. Nennenswerte Schäden traten mit der erheblichen Steigerung des Verkehrs ab 1950 sowie der Anhebung der zulässigen Achslasten von 8 auf 10 Tonnen auf. Andere Gründe sind auch mangelhafter frostempfindlicher Untergrund, ungenügende oder fehlende Entwässerung und natürlich auch manche konstruktive Unzulänglichkeit.

Nach den Kriegsjahren kam in der Bundesrepublik Deutschland der Betonstraßenbau wieder in Schwung. Aus dem zunehmenden Gebrauch von Tausalzen ergaben sich aber auch neue Beanspruchungen des Betons. Mit der Entwicklung des Betonstraßenbaus wurden auch neue Vorschriften für den Betondeckenbau erarbeitet. („Technischen Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton", Ausgabe 1972) In diese Vorschriften wurden unbewehrten Platten eingeführt, die Verwendung von Luftporenbildnern vorgeschrieben und Nachbehandlungsmittel zugelassen. Es wurden auch Empfehlungen für die Entwässerung des Untergrunds, die Frostschutzschicht und die unmittelbare Auflagerung der Betondecke auf eine gebundene Tragschicht veröffentlicht. [1]

Ebenso wurden fortlaufend Verbesserungen für eine zielsichere Zusammensetzung und Herstellung eines Betons mit hohem Frost- und Tausalzwiderstand sowie die Entwicklung des Betons mit Fließmittel für den

Plattenaustausch und die Befestigung kleinerer Verkehrsflächen gemacht. Zu erwähnen sind auch die Verwendung güteüberwachter Betonausgangsstoffe, die verbesserte Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung sowie die Herabsetzung und Begrenzung des Mehlkorn- und Feinstsandanteils im Beton.

Neue Technologien erschienen bei der Betondeckenherstellung. Sie erhöhten die Leistungsfähigkeit und Qualität für das Bereiten und Einbauen des Betons, verringerten den Lohnstundenaufwand und verbesserten die Oberflächeneigenschaften der Decke.

Ab 1960 standen ausreichende Mengen an Zement und Gesteinskörnungen sowie die erforderliche Einbautechnik in der DDR zur Verfügung. In dieser Periode wurden Betondecken mit Raumfugen, verdübelten Querfugen und einem Luftporenbeton mit möglichst geringem Wasserzementwert ausgefüllt. Der Einbau erfolgte mit schienengeführten Fertigern auf zementgebundenen Tragschichten.

Die weitere Entwicklung in der Bundesrepublik Deutschland ermöglichte bei einer Verstärkung der hydraulisch gebundenen Tragschicht von 150 auf 200-250 mm bei einem enggestuften Frostschutzmaterial eine Reduzierung der Dicke der Betondecke von 220 auf 200 mm. Danach wurde eine Reduzierung der Dübelzahl bei den Scheinfugen erlaubt. Wenn der Verformungsmodul des Untergrundes von mindestens 45 N/mm^2 und eine Mindestdicke von 250 mm der hydraulisch gebundenen Tragschicht vorhanden ist, dann konnte auch ohne Frostschutzschicht gebaut werden. [1]

Zu erwähnen ist auch der Einsatz von Spannbetondecken im Flugplatzbau. In Frankreich wurde die externe Vorspannung entwickelt und in Deutschland die interne Vorspannung. Als Vorteilte dieser Bauweise sind größere Fugenabstände und eine starke Reduzierung der Plattendicke zu nennen.

Im Jahr 1957 kam es in den USA erstens zu Verwendung eines Gleitschalungsfertiger, der keine Schienen und Schalung braucht und mit dem bezogen auf 7,5 m Fahrbahnbreite bis zu 1500m pro Arbeitsschicht gefertigt werden konnte.

2.2 Ermüdung von Stahlbeton einst

Im Jahr 1898 began *Considère* [4] die Festigkeiten von bewehrten Mörtel- und Betonprismen zu untersuchen. Er war einer der Ersten, die sich mit Forschungsarbeiten über die Ermüdung von zementgebundenen Werkstoffen beschäftigte.

Bis zum 2. Weltkrieg gab es schon viele Forschungen zum Thema Ermüdung von Beton in Europa und in den USA. *Berry* [4] arbeitete zu dieser Zeit an Vier-

Punkt-Biegeversuchen mit 4 m langen, unterschiedlich bewehrten Balken. Die wichtigsten Ergebnisse seiner Versuche wurden von Saliger [4] zusammengefasst. Diese sind: (1) Die Traglast eines Eisenbetonbalkens wird auch durch millionenfache Lastwechsel nicht wesentlich beeinflusst, (2) der Verbund zwischen Beton und Eisen wird durch wiederholte Belastung nicht geschädigt und (3) die wiederholten Lastwechsel führen zu keiner Veränderung der Lage der neutralen Achse. [4]

Der Einfluss des Betonalters auf die Verformungen unter wiederholter Belastung und das Riss- und Verformungsverhalten von Biegebalken wurde von *Heim* [4] untersucht. Die wichtigsten Schlüsse, welche Heim aus seinen Versuchen zog, sind: die Biegebalken nach einer anfänglichen Phase mit starkem Risswachstum und ausgeprägter Zunahme der bleibenden Verformungen gehen in einen Beharrungszustand über. Wenn die Oberlast weniger als die Hälfte der statischen Risslast war, dann traten auch nach einer Million Lastwechsel keine Risse auf. Wenn sie aber bei 75% der statischen Risslast war, dann traten bei wiederholter Belastung Risse auf.

In den 1920-er Jahren machte *Mehmel* [4] Versuche an Betonprismen unter Druckschwellbeanspruchung und legte fest, dass es bei der wiederholten axialen Beanspruchung des reinen Betons eine kritische Spannung gibt. Er gibt für diese Werte zwischen 47 und 60% der statischen Druckfestigkeit an und interpretiert sie als Dauerfestigkeit des Betons. *Clemmer* und *Crepps* [4] beschäftigten sich in den USA mit der Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Biegebeanspruchung und geben sie mit 40 bis 60% der statischen Biegefestigkeit an. Zahlreiche Ermüdungsschäden an Betondecken waren der Grund für diese Untersuchungen. Nach *Holmen* [4] betrug die Ermüdungsfestigkeit bei 2 Mio. Lastwechseln und einer Unterspannung von Null zwischen 57 und 67% der statischen Festigkeit [4].

Treiber [4] machte Versuche bei jungen Versuchskörpern mit mehr Lastwechseln. Er untersuchte neben dem Einfluss des Betonalters auch den Einfluss dynamischer Beanspruchungen auf die Traglast. Seine Feststellung war, dass wiederholte Beanspruchungen die Traglast nicht beeinflussen, solange die kritische Spannung weder in der Biegedruckzone des Betons noch im Bewehrungsstahl überschritten wird. Weitere Untersuchungen an Biegebalken, welche zu ähnlichen Ergebnissen führten, wurden in derselben Zeit auch von Hübner in Lausanne und *Saliger* [4] in Wien durchgeführt.

In Abbildung 2 sind die Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit als Funktion der statischen Festigkeit gezeigt.

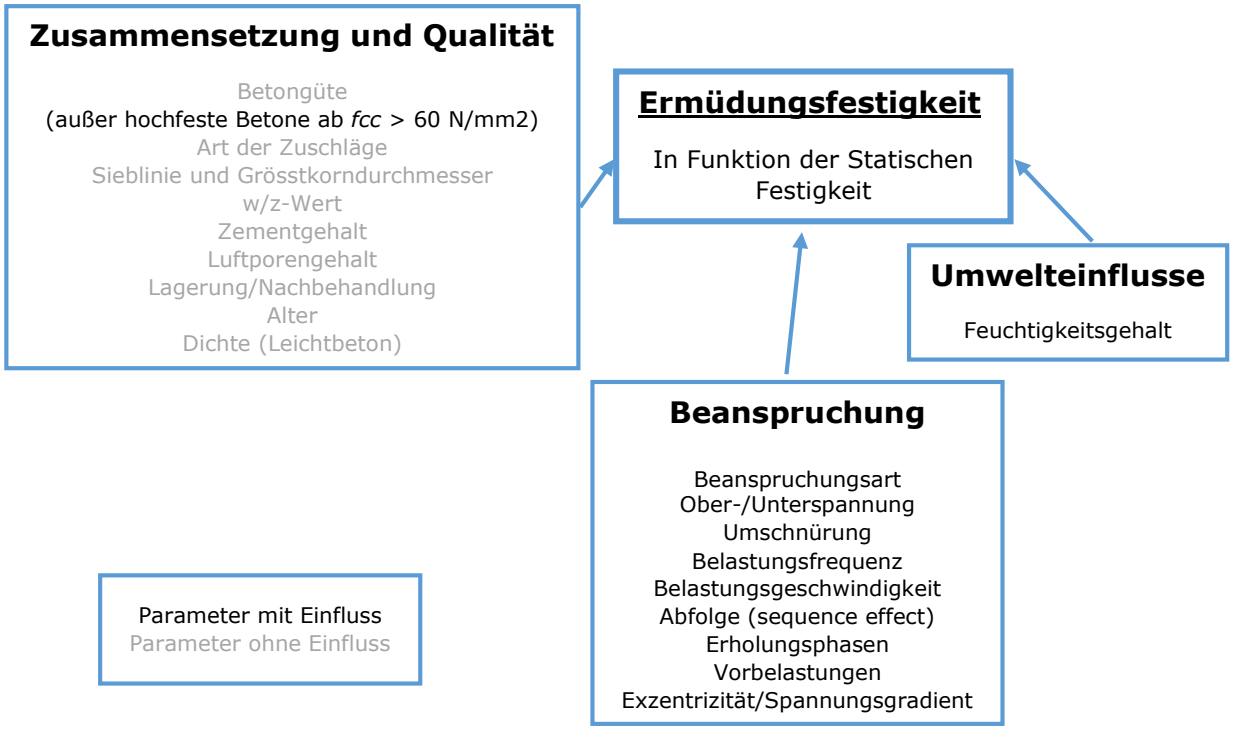

Abbildung 2: Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit in Funktion der Statischen Festigkeit

3. Ermüdung von Beton

3.1 Begriffsdefinition- Ermüdung, Dauerfestigkeit

Die **Ermüdung** beschreibt einen Schädigungsprozess in einem Werkstoff unter Umgebungseinflüssen wie wechselnder mechanischer Belastung, wechselnder Temperatur, UV-Strahlung, radioaktiver Strahlung, eventuell unter zusätzlicher Einwirkung eines korrosiven Mediums und führt zur Abnahme des Steifigkeit.

Wenn eine statisch unkritische Belastung oft genug auf das Bauteil einwirkt, dann kann sie zu einer Ermüdungsrissbildung oder auch zum Ermüdungsbruch eines Bauteils führen. Zyklisch belastete Teile haben daher prinzipiell eine begrenzte Lebensdauer, weshalb es notwendig ist eine Lebensdauerberechnung und -bewertung zu machen. Es gibt Bauteile, die theoretisch unbegrenzt viele Zyklen ertragen. Man bezeichnet sie als dauerfest.

Die **Dauerfestigkeit** wird als Belastungsgrenze von Werkstoffen definiert. Diese Belastung ist dynamisch und wird meistens durch Schwingungen erzeugt.

Die Verkehrsbelastung ruft wechselnde einwirkende Spannungen hervor, die bei höheren Achslasten über der Dauerschwingfestigkeit liegen. Unter **Dauerschwingfestigkeit** versteht man die regelmäßige Schwingbeanspruchung, die beliebig oft ertragen wird. Diese Schwingbeanspruchung ist geringer als die Kurzzeitfestigkeit (siehe Abbildung 3), es können jedoch Gefügeänderungen hervorgerufen werden. Die Gefügeänderungen wie z. B. Mikrorisse werden größer über die Zeit und führen schlussendlich zum Bruch. Maßgebende Größe bei unregelmäßiger Belastungsfolge ist die **Betriebsfestigkeit**.

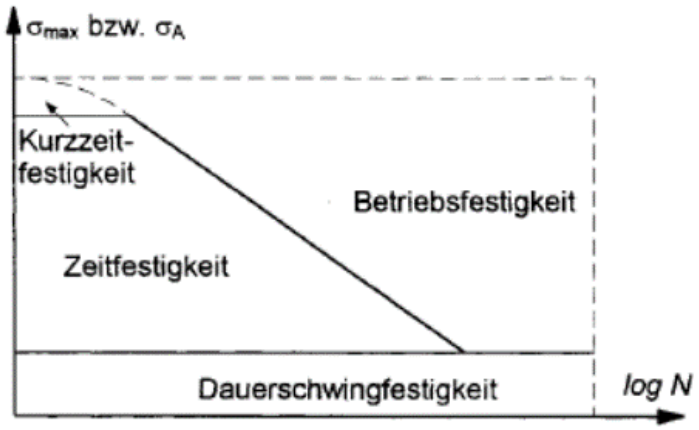

Abbildung 3: Schematische Darstellung einer Wöhlerlinie für metallische Werkstoffe [5]

Aus der in Dauerschwingversuchen ermittelte Festigkeit und der Lebensdauer kann man auf das Verhalten unter verkehrlichen und temperaturbedingten Belastungen schließen. Der Zusammenhang zwischen der Schwingbreite und die ertragbaren Anzahl an Lastwechseln bei der vorgegebenen Unterspannung ergibt

die so genannte **Wöhlerlinie**. Die Schwingbreite ergibt sich aus der einwirkenden, wiederholten Spannung zwischen einem oberen und unteren Grenzwert. Hohe Belastungen führen schon nach wenigen Lastwechseln zum Versagen des Werkstoffs, der sogenannten Kurzzeitfestigkeit. Die strukturelle Lebensdauer der Betondecke ist begrenzt, weil Beton keine „echte" Dauerfestigkeit aufweist. Die Betriebsfestigkeit beschreibt die Lebensdauer für jene Fälle, in denen keine über die Zeit konstante Schwingbelastung vorliegt.

3.2 Einflüsse auf die Lebensdauer

Es ist klar, dass wiederholte Belastungen Zugspannungen erzeugen, die Risse im Beton induzieren und zum Bruch führen. Der Lebenslauf von Betondecken hängt von der Größe der Beanspruchung in Abhängigkeit der Betonfestigkeit ab. Es ist aber schwierig eine Korrelation zwischen den geschätzten Spannungen und der Anzahl an Lastwechseln zu finden und dann eine zuverlässige Abschätzung der Lebensdauer zu machen. Folgende Faktoren haben Einfluss auf die Ermüdungsbeständigkeit:

- Häufigkeit der Belastung (Frequenz) und Amplitude der Belastungszyklen
- Betonfeuchtigkeitsgehalt
- Alter des Betons
- Spannungszustand
- Betonzusammensetzung

3.3 Schädigungsphasen der Ermüdung

Wenn der Verformungsverlauf in Abhängigkeit der Lastspielzahl n/N (n- Schwingungsanzahl und N- Bruchlastspielzahl) im Beton unter zyklisch-mechanischer Belastung betrachtet wird, kann man sagen, dass der bleibende Verformungszuwachs, d.h. der Schädigungsgrad bei der Ermüdung in drei charakteristischen Phasen abläuft (siehe Abbildung 4 und Abbildung 5).

In Abbildung 5 sind die Länge der einzelnen Phasen nach *Weigler* [6] gegeben:

- Phase I kennzeichnet die anfängliche nichtlineare Zunahme der Dehnung
- Phase II beginnt zwischen 10 % und 20 % der Bruchlastspielzahl N mit dem Übergang in einen konstanten, geringen Verformungszuwachs
- Phase III wird bei rund 80 % der Bruchlastspielzahl N erreicht. Die Gesamtverformungen nehmen rapide, überproportional zu, was zum Versagen des Betons führt.

Generell ist bei Beton zwischen Ermüdung infolge Druck-, Zug- oder Wechselbeanspruchung zu unterscheiden. Die Länge der Phase II, in der die Schädigung, d.h. die Mikrorissbildung konstant, aber nur gering ansteigt, ist abhängig von der Ermüdungswiderstandsfähigkeit eines dynamisch belasteten

Betons. Oberlast, Schwingungsbreite und Betonfestigkeitsklasse sind die Ursachen für auftretenden Dehnungen in Phase III. In Phase I entstehen mit der Verformungszunahme Rissbildung, Spannungsumlagerung und ein Ausgleich von Fehlstellen. Wenn die Frequenz der Beanspruchung steigt, dann verkürzt sich die Phase II. Je größer die Betonfestigkeitsklasse ist, desto steiler wird der Verformungsanstieg.

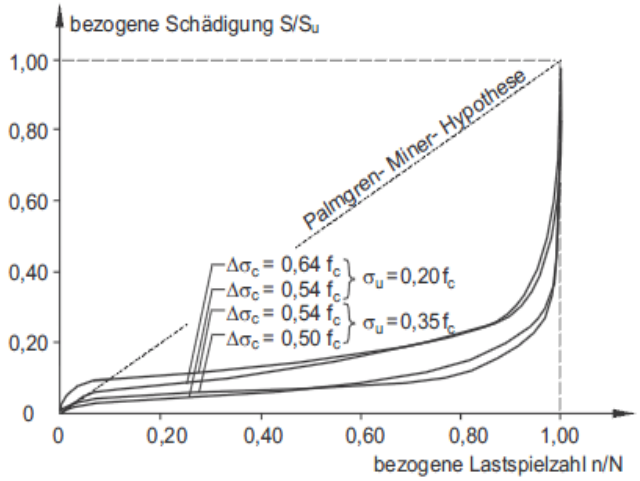

Abbildung 4: Schädigungsverlauf bei druckbeanspruchten Betonzylindern im Einstufenversuch [6]

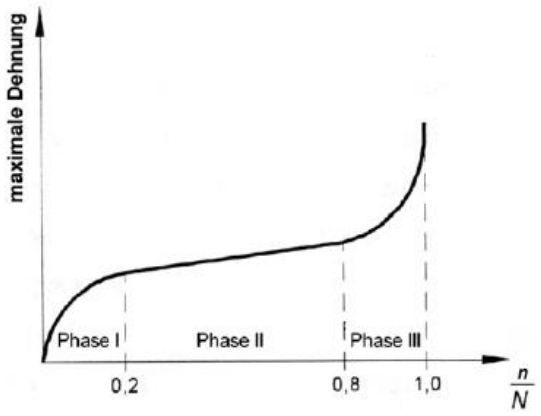

Abbildung 5: Phasen bei Ermüdungsbeanspruchung [5] [6]

Wenn die Entwicklung von Verformungen in einem dynamischen Ermüdungsversuch mit jenen in einem statischen Bruchversuch verglichen wird, dann kann man wieder drei Phasen bis zum Bruch erkennen. Wie in Abbildung 6 zu erkennen, kennzeichnet Punkt A den Beginn der Ermüdung (Phase I). Die Punkte B und C stellen die Übergänge von Phase I - II und von Phase II - III dar und der Punkt D das Versagen. [7]

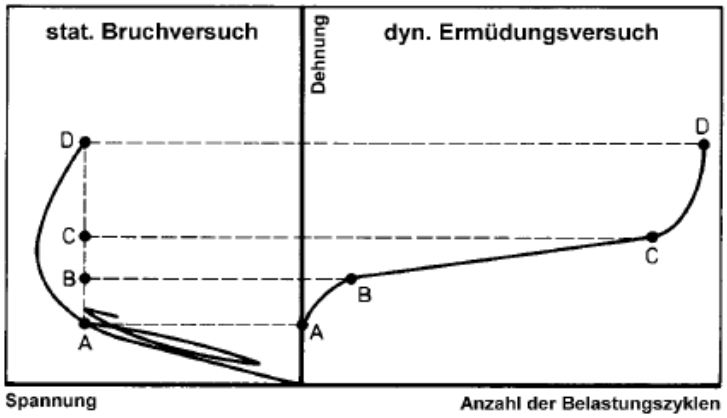

Abbildung 6: Schematische Darstellung der Gegenüberstellung von Spannungs-Dehnungslinie und Ermüdungslinie [7]

3.4 Dehnungsverlauf

Die Spannungsdehnungslinien sind abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit, Verformungsgeschwindigkeit, Gesteinskörner, Betonzusammensetzung, Druckfestigkeit, Alter, Hydratationsgrad, Temperatur, Feuchtigkeit und Lastwechselzahl. Die wichtigste Größe bei der Beschreibung der Ermüdung von Straßbaubetonen und deren Dehnungsverlauf ist die Lastwechselzahl.

Durch die Untersuchungen von *Mehmel* [8], *van Ornum* [9], *Holmen* [10], *Gaede* [11] wird deutlich, dass sich durch eine Druckschwellbeanspruchung die Krümmung des Belastungsastes der Spannungs- Dehnungslinie mit steigender Anzahl der Belastungszyklen von Beton umkehrt (siehe Abbildung 7).

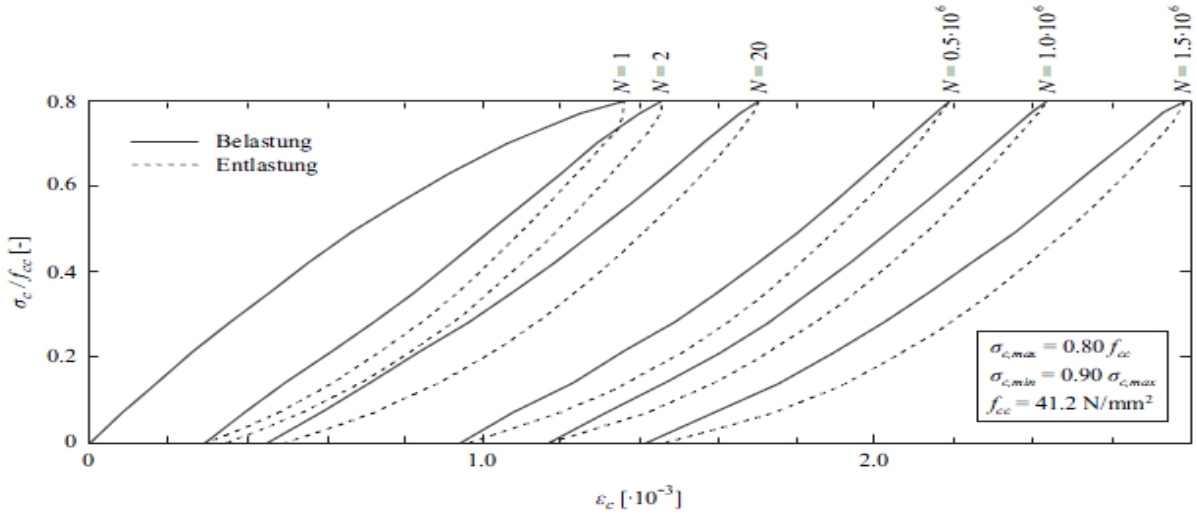

Abbildung 7: Krümmungsumkehr des Belastungsastes des Spannungs-Dehnungslinie [4]

Laut Abbildung 7 hat die Spannungs-Dehnungslinie eine konkave Form bei der Erstbelastung. Bei wenigen Lastwechseln streckt sich die Dehnungslinie zur Geraden, wodurch eine Versteifung des Betons im oberen Bereich der Spannung hervorgerufen wird. Die Kurve bleibt bei niedrigen Oberspannungen ($\sigma_{c,max} \leq$ 0.5-0.6 f_{cc}) gerade. Bei hohen Oberspannungen schreitet die Versteifung im oberen Spannungsbereich fort und die ursprünglich konkave Kurve wird konvex. Der Entlastungsast verläuft während des ganzen Versuchs konvex. Die Belastungs- und Entlastungslinien beschreiben eine Hystereseschleife. Diese ist zu Versuchsbeginn nicht geschlossen, schließt sich aber mit zunehmender Lastwechselzahl immer mehr, d.h. die Zunahme der bleibenden Stauchungen nimmt ab. [4]

Die auftretenden Deformationen unter nicht ruhender Beanspruchung haben einen elastischen und einen zeitabhängigen Anteil (Schwinden, Kriechen) (Gleichung 1).

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{c,t} \qquad (1)$$

Ein Teil der Kriechdehnung geht bei einer Entlastung zurück (Erholungseffekt), der größte Teil dieser Dehnungen ist jedoch irreversibel. Bei Beanspruchungen unterhalb einer Quasidauerfestigkeit flachen die Kurven mit zunehmender Lastwechselzahl ab und scheinen gegen einen Wert zu streben. Allerdings konnte auch in Versuchen mit bis zu 10^7 Lastwechseln keine vollständige Stabilisierung der Verformungszunahme beobachtet werden; der plastische Anteil nahm weiterhin langsam zu. Bei höheren Beanspruchungen besitzen die Kurven einen Wendepunkt, ab welchem die Dehnungszunahme immer stärker anwächst, bis schließlich der Bruch eintritt. Dies ist in Abbildung 8 zu sehen. Diese Charakteristik der Kurvenverläufe wurde für Druck-, Zug- und auch Biegebeanspruchungen ermittelt. [4]

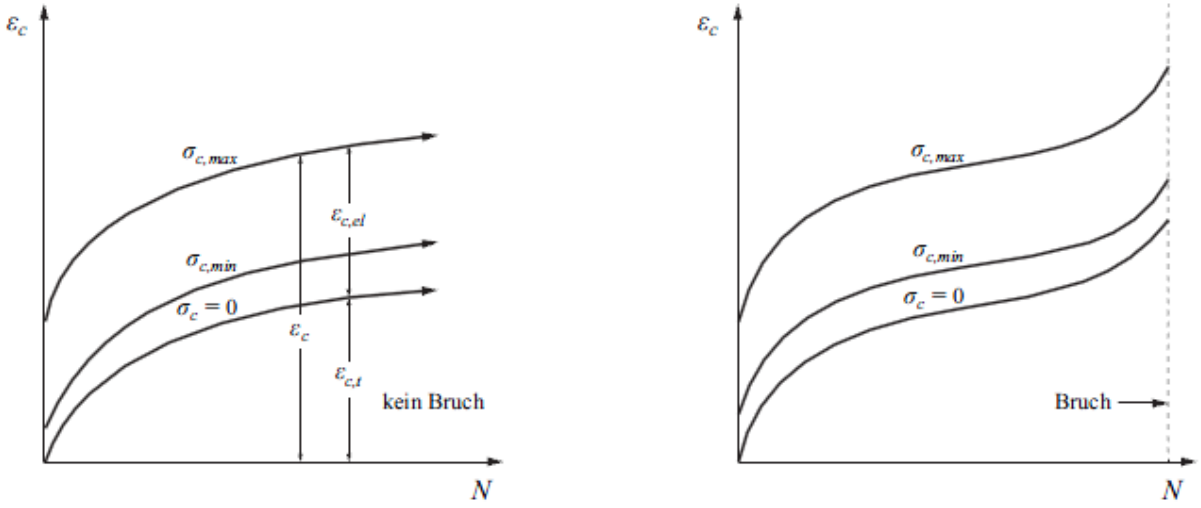

Abbildung 8: Stauchung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl: (a) Proben ohne Bruch; (b) Proben mit Bruch. Neu gezeichnet und modifiziert nach Gaede [4]

Das Ermüdungsverhaltenn von Beton lässt sich in drei Phasen unterteilen: In der ersten Phase nimmt die Zunahme der Dehnungen pro Lastwechsel mit zunehmender Lastwechselzahl ab. In der zweiten Phase ist die Zunahmerate klein und annähernd linear. Vor dem Bruch beginnt die dritte Phase und ist gekennzeichnet durch eine rasch wachsende Dehnungsrate. Holmen vermutet, dass die Dauer der einzelnen Phasen 10%, 70% und 20% der Ermüdungslebensdauer ist. In Versuchen von *Witteveen* und *Fehlmann* [4] hat sich gezeigt, dass der Zeitpunkt des Übergangs von Phase II zu Phase III auch von der Höhe der Beanspruchung abhängig ist. Bei diesen Versuchen dauerten die Phasen 15%, 65-78% und 7-20% der Ermüdungslebensdauer.

3.5 Schadensakkumulation

Schädigungen sind Veränderungen im Baustoff infolge einzelner Lastwechsel, die akkumuliert werden können und zu einem Versagen zufolge Ermüdung führen. Der Ermüdungszustand wird aus der verbleibenden Lebensdauer bestimmt, wobei die Schadensumme D vor Beginn der zyklischen Belastung mit Null und im Bruchzustand mit Eins festgesetzt wird.

Damit die Schadenssumme D festgelegt werden kann, ist es notwendig, zuerst die Bruchlastzyklenzahlen N_i mit Wöhlerlinien zu bestimmen. Eine der einfachsten Hypothese zur Bewertung der Lastprozesse mit variablem Spannungsniveau ist die klassische Palmgren- Miner- Hypothese. Zuerst wird ein zufälliger Belastungsprozess in i verschiedene Kollektive mit jeweils konstanter Spannungsamplitude $\Delta\sigma_i$ eingeteilt. Jeder Lastzyklus verursacht eine Teilschädigung $\Delta D_{PM,i}$ im Baustoff, die unabhängig von der bereits durch die vorhergehenden Lastzyklen verursachten Schädigung ist. Der prozentuale Anteil des i-ten Belastungskollektivs mit konstanter Spannungsamplitude $\Delta\sigma_i$ an der Ermüdungslebensdauer ergibt sich aus dem Verhältnis zwischen der Anzahl der Lastzyklen $n_i(\Delta\sigma_i)$ dieses Kollektivs und der zugeordneten Bruchlastzyklenzahl $N_{fi}(\Delta\sigma_i)$.

$$\Delta D_{PM,i} = \frac{1}{N_{fi}(\Delta\sigma_i)} \tag{2}$$

$$\sum D_{PM} = \sum_{i=1}^{j} \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fi}(\Delta\sigma_i)} \tag{3}$$

Wenn die Schadensummen D_{PM} den Grenzwert von 1 erreicht, dann tritt Ermüdungsversagen ein. Für Werte kleiner als 1 beschreibt die Schadensumme den Anteil an der gesamten mit 1 assoziierten Ermüdungslebensdauer.

3.6 Rissbildungsmechanismen bei Betonermüdung

Die Risse infolge Ermüdung können als einer der wichtigsten Einflüsse auf die Schädigung von Betondecken bezeichnet werden. Unter der Einwirkung von können Anhäufung und Wachstum von Mikro- und Makrorissen verursacht werden.

3.6.1 Bruchbildungsmechanismus nach Wittmann

Nach *Wittmann* [5] [12] gibt es drei Abbildungsebenen, die den Beton beschreiben: Makro-, Meso- und Mikro-Ebene

- **Makro-Ebene**- Betrachtet den Beton global als ein homogenes „Einstoffsystem" mit seinen Festigkeits- und Verformungseigenschaften. Das Kriechen von Beton wird auf der Makro-Ebene betrachtet. Dieser Prozess führt zu Verformungen und Schädigungsvorgängen. Wenn die Verformungen das lokale Verformungsvermögen des Zementsteins oder der Verbundzone zwischen Zementstein und Korn überschreiten, dann entstehen Mikrorisse. Die Folge ist eine Abnahme der Steifigkeit des Werkstoffs. Die viskose Verformung in der gerissenen Zone bildet sich, aufgrund der entstehenden Entlastung, zum Teil (reversibler Anteil, wie beim Kriechversuch) wieder zurück. Die Ausbreitung der Risse kann durch

Zuschlagkörner und Poren begrenzt werden, aber auch durch Zusammenmünden anwachsen.

- **Meso-Ebene**- Der heterogene Werkstoff Beton wird als Mehrkomponentensystem - bestehend aus Zementstein, Zuschlag, Poren und nicht gebundenem Wasser - mit den Verbundeigenschaften zwischen Korn und Matrix sowie Mikro- und Makrorissen betrachtet. [5] Die Betonermüdung erfolgt nicht nur durch eine einzelne Schädigungsursache, sondern durch mehrere in Wechselbeziehung stehende Schädigungen aus verschiedenen Einwirkungen. Der wichtigste Einflussfaktor ist dabei der Gehalt an freiem Wasser, der wiederum vom Hydratationsgrad, dem Wasser- Zement-Wert und der Nachbehandlung des Betons abhängt. Bei der Belastung und bei der Entlastung wird die Rissentstehung und – Rissentwicklung vorangetrieben.

  - Durch das Absperren beim Entlastungsvorgang verformt sich das entlastete Zuschlagkornelement weniger stark zurück als die umschließende Matrix. Die Rissbildung in der Verbundzone wird durch die Längszugspannungen im Kornelement angeregt.

  - Die Gefügenteilchen bewegen sich quer zur Spannungsrichtung mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten. So kommt es bei der Entlastung zu rissfördernden Eigenspannungen.

  - Hohe Belastungsgeschwindigkeiten treten bei Ermüdungsbeanspruchungen auf. Beton reagiert auf eine zunehmende Belastungsgeschwindigkeit spröder. Das Verformungsvermögen nimmt ab und die scheinbare Bruchfestigkeit steigt an.

- **Mikro-Ebene**- Diese umfasst die Objekte des Zementsteines von molekularer Größenordnung und die dabei ablaufenden chemischen und physikalischen Prozesse, wie Hydratation, Wärmeentwicklung und den Einfluss auf den Gehalt an nicht gebundenem Wasser. [5]

3.6.2 Andere Betrachtungen im Zusammenhang mit Betonermüdung

- **Bruchflächenbetrachtung**

Bei dynamisch beanspruchtem Beton verlaufen die Risse durch das Zuschlagkorn und bei statischen Bruchversuchen mit geringer Belastungsgeschwindigkeit verlaufen die Risse üblicherweise entlang der Korngrenzschicht. Dieses Verhalten lässt sich durch die unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Spannung im Korn und in der Matrix erklären. *Rossi* [13] erklärt, dass sich Wasser bevorzugt in dem porösen Bereich der Grenzschicht zwischen Matrix und Zuschlag lokalisiert und dort infolge seines viskosen Einflusses kraftübertragend

wirkt. Das führt bei hohen Dehnungsraten dazu, dass lokale Spannungsspitzen am Zuschlagkorn auftreten, die zum Versagen der Zuschlagkörner führen können (siehe Abbildung 9).

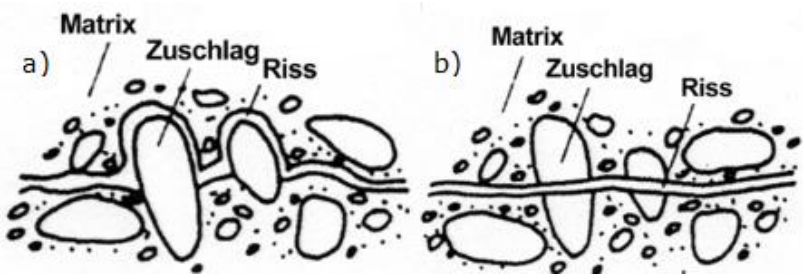

Abbildung 9: a)Rissverlauf bei geringer Dehnungsrate und b) Rissverlauf bei hoher Dehnungsrate mit Kornversagen [5]

- **Mechanische rissinterne Abnutzung**

Nach *Walraven* [14] kann die mechanische Zerstörung der Zementmatrix auf Makro-Ebene rissinterne Reibung als Ermüdungsvorgang betrachtet werden (siehe Abbildung 10).

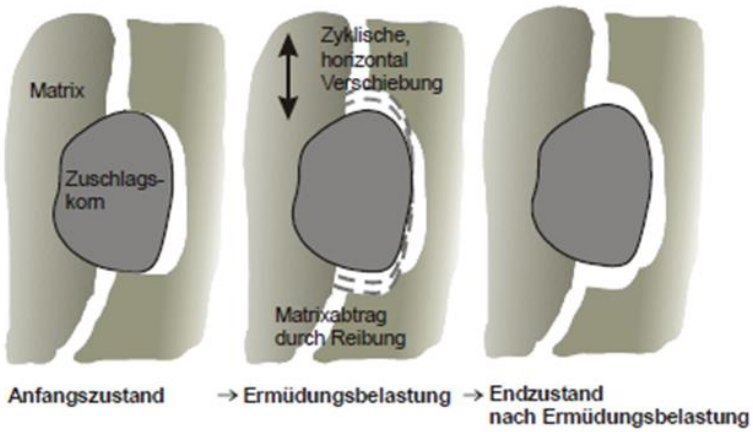

Abbildung 10: Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus [5]

3.7 Verfahren zur Bestimmung der Ermüdung

Das wesentliche Kriterium bei Ermüdungsversuchen ist die Anzahl an Lastwechseln, bei der sich die Steifigkeit um die Hälfte reduziert hat und der Zustand der Ermüdung erreicht ist. Die Anzahl an Lastwechseln bei Erreichen der Ermüdung wird als N_{zul} bezeichnet. Die Prüfung muss für eine gegebene Temperatur und Frequenz mit mindestens drei Belastungsstufen (vorgegebene Dehnungen) mit mindestens sechs Wiederholungen je Stufe durchgeführt werden. Die Daten werden in einem Diagramm dargestellt, bei dem die Dehnungsstufe über der Anzahl an Lastwechseln bis zur Ermüdung für jeden Einzelversuch eingetragen wird. Die Biegeversuche können sowohl 2-Punkt-Biegeversuch, 3-Punkt-Biegeversuch als auch 4-Punkt-Biegeversuch sein. Der

meist verwendete Versuch heute ist der Vier-Punkt-Biegeversuch. In Abhängigkeit vom Ziel der Prüfung haben die Probekörper mit verschiedene Abmessungen und Formen.

3.7.1 Wöhler- Versuch (Einstufenverfahren)

August Wöhler beschäftigte sich intensiv mit Schwingversuchen und hatte den grundlegenden technischen Ermüdungsfestigkeitsversuch erfunden. Die Schwingfestigkeit, die Zeitfestigkeit und die Dauerfestigkeit von Bauteilen können mit diesem Versuch ermittelt werden. Die Prüfkörper werden periodisch häufig unter einer sinusförmigen Belastungs- Zeit- Funktion belastet. Die Lastamplituden hatten eine konstante Größe. Es werden die Schwingspielzahlen N bis zum Versagen bei unterschiedlich hohen Lastamplituden ermittelt und horizontal neben den Amplitudenwerten aufgetragen. Sie bilden eine Wöhler-Linie, die aus drei Bereichen besteht. (siehe Kapitel 3.1)

3.7.2 Treppenstufenverfahren

Dixon und *Mood* [15] haben ein Verfahren zur Bestimmung der Dauerfestigkeit entwickelt. Dieses Verfahren heißt Treppenstufenverfahren. Dabei wird die mittlere Schwingfestigkeit ($P_{ü}$=50%) und deren Standardabweichung bei vorgegebener Grenzschwingspielzahl bestimmt. Die erste Probe wird bis zum Versagen oder bis zur Grenzlastspielzahl belastet und die kritische Spannungsamplitude geschätzt. Die nächste Probe wird entweder auf dem nächst kleineren oder auf dem nächst höheren Belastungsniveau beansprucht. Die Spannungsamplitude der nachfolgenden Probe richtet sich immer nach dem Prüfergebnis der vorhergehenden Probe. Die Probenbeanspruchung wird durch äquidistante Spannungshorizonte ausgehend von einer ersten Spannungsschätzung gewählt. Wenn die Stufung hinreichend fein vorgegeben ist, streuen die Versuchsergebnisse um einen Mittelwert. Die zugehörige Standardabweichung s und der Erwartungswert dieses Mittelwerts ergeben sich aus der Spannung σ_0 des unteren Horizonts i=0, der Spannungsstufenhöhe $\Delta\sigma$ (nicht zu verwechseln mit der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$) und der Häufigkeit H_i der nicht gebrochenen Proben auf den Spannungshorizonten i = 0,1,2..,n [15] [16].

$$\bar{\sigma} = \sigma_0 + \Delta\sigma\left(\frac{\sum iH_i}{\sum H_i} + \frac{1}{2}\right) \tag{4}$$

$$s = 1{,}62\Delta\sigma\left[\frac{\sum H_i \sum i^2 H_i - \left(\sum iH_i\right)_2}{\left(\sum H_i\right)^2} + 0{,}029\right] \tag{5}$$

Spannungs-horizont i	Spannung N/mm² σ	Folge und Ergebnis der Versuche: × = gebrochen bei $N < 2 \times 10^6$ ○ = nicht gebrochen bei $N = 2 \times 10^6$
3	165	×
2	150	○ × × × ×
1	135	× ○ ○ × ○ ×
0	120	○ ○ ○

Spannungs-horizont i	Aufsummierung: gebrochen	nicht gebrochen	Häufigkeit der nicht gebrochenen Proben: H_i	iH_i	i^2H_i
3	1	0	0	0	0
2	4	1	1	2	4
1	3	3	3	3	3
0	0	3	3	0	0
Summen	8	7	$\sum H_i = 7$	$\sum iH_i = 5$	$\sum i^2H_i = 7$

Abbildung 11: Auswertebeispiel zum Treppenstufenverfahren, nach *Gurney* [15]

Durch Einsetzen der Werte des Beispiels in die Gleichungen 4 und 5 erhält man für den Mittelwert $\bar{\sigma}$ = 138 N/mm² und für die Standardabweichung s=12,6N/mm².

Die Zahl der erforderlichen Proben im Treppenstufenverfahren zur zuverlässigen Bestimmung des Ermüdungsverhaltens bleibt jedoch mit einem Umfang von etwa 40 bis 50 Proben noch immer relativ hoch. [15]

Eine andere Methode, mit der – ähnlich wie beim Treppenstufenverfahren – neben dem Mittelwert der Dauerfestigkeit auch deren Streuung beschrieben werden kann, ist das sogenannte Probit-Verfahren nach *Finney*. Die Auswertung der Mittelwert und Streuung der Dauerfestigkeit erfolgt in einem Wahrscheinlichkeitsnetz mit logarithmischer Merkmalsteilung für die Beanspruchung. Für eine statistisch gesicherte Aussage sind mindestens 50 Proben erforderlich.

3.7.3 Locati- Verfahren

Die Dauerfestigkeit beim Locati-Verfahren [15] wird mit einer einzigen Probe abgeschätzt (siehe Abbildung 12). Eine Wöhler-Linie mit zwei dem Streuband entsprechenden Parallellinien wird realistisch angenommen. Die Probe wird bis zum Bruch in einem ansteigend geblockten Programm belastet. Die Belastung beginnt etwas unterhalb der gesuchten Dauerfestigkeit und erhöht sich stufenweise, wobei die Schwingspielzahl pro Block konstant gewählt wird. Die Schädigungssume wird unter Verwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner und aus Blockprogramm und jeweiliger Wöhler- Linie berechnet. Die Schädigungssume, die 1 ergibt, wird als zutreffend angesehen. Wenn nur eine einzige Probe mit

Hilfe des Locati-Verfahrens untersucht wird, dann kann keine Streuung berücksichtigt, sondern nur der Mittelwert abgeschätzt werden. [15]

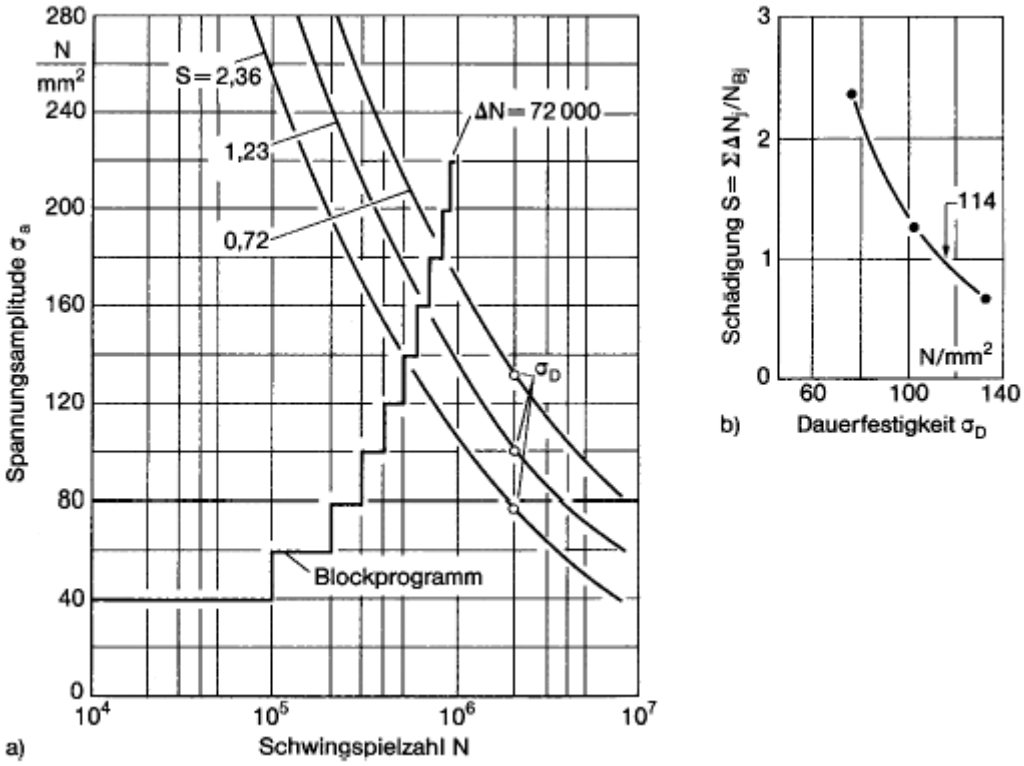

Abbildung 12: Locati-Verfahren zur Abschätzung der Dauerfestigkeit mit nur einer Probe: Blockprogramm der Belastung und hypothetische Wöhler-Linien (a), Interpolation der Schädigungssummen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (b); nach *Gurney* [15]

3.7.4 Prot- Verfahren

Grundgedanke des Verfahrens nach Prot [15] ist, die Dauerfestigkeit durch Steigern der Beanspruchungsamplitude bis zum Bruch festzustellen. Es sollen mindestens drei Proben mit jeweils unterschiedlicher Beanspruchungsgeschwindigkeit getestet werden. Dabei ist unter Beanspruchungsgeschwindigkeit die Zunahme der Spannungsamplitude je Lastspiel zu verstehen. Die bis zum Versagen erreichten Beanspruchungsamplituden werden über die Quadratwurzel der dazugehörigen Beanspruchungsgeschwindigkeit in einem linear geteilten Netz aufgetragen. Die Dauerfestigkeit erhält man durch Extrapolation der Ausgleichsgeraden durch die Ergebnisse auf die Beanspruchungsgeschwindigkeit Null. Schon das Verfahren nach Locati liefert nur eine Abschätzung des Mittelwertes, die Zuverlässigkeit des Verfahrens nach Prot ist noch geringer. Eine Angabe über die Streuung ist ebenfalls nicht zu erhalten. [15] [16]

4. Ermüdungskriterien

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

4.1 Beschreibung verschiedener Ermüdungskriterien

In diesem Kapitel sind verschiedene Ansätze dargestellt, die das Ermüdungsverhalten von Beton unter Wechselbeanspruchung beschreiben. Sie geben den Zusammenhang zwischen einwirkender Zug- bzw. Biegezugbelastung, Festigkeit des Betons und Schwingspielzahl N (Anzahl an Lastwiederholungen) an.

4.1.1 Wirkung des Spannungsbereichs auf die Dauerfestigkeit von Normalbeton - Murdock und Kesler (1958)

Murdock und *Kesler* [17] untersuchten die Wirkung des Spannungsbereichs auf die Dauerfestigkeit von Normalbeton. Sie führten Prüfungen waren an unbewehrten Balken aus Beton (15,24x 15,24x 162,56 cm) durch. Das Verhältnis zwischen den minimalen und maximalen Spannungen wurde konstant gehalten außer in einem Fall, in dem die minimalen Spannungen konstant waren. Die Versuche wurden in vier Gruppen unterteilt. In der ersten Gruppe wurde die minimale Spannung konstant bei 482,63kN/m^2 (70 psi) und das Verhältnis zwischen den minimalen und maximalen Spannungen (R) zwischen 0,13 und 0,18 gewählt (siehe Abbildung 13). In den anderen drei Gruppen wird das Verhältnis R konstant und gleich 0,25, 0,50 und 0,75 für die zweite, dritte und vierte Gruppe gehalten. Die Ergebnisse zeigten, dass die Dauerfestigkeit bei zehn Millionen Lastwiederholungen 61%, 63%, 73% und 85% der statischen Bruchfestigkeit für die erste, zweite, dritte und vierte Gruppe betrug.

Abbildung 13 zeigt die Ergebnisse der Wirkung des Spannungsbereichs S auf dem Normalbeton unter Dauerbeanspruchung, wobei n für die Anzahl an Lastwechseln bis zum Versagen steht. Für jede einzelne Gruppe wurde eine Nährungsleichung abgeleitet:

Gruppe 1: Spannungsbereich= -4,7 log(n)+94,5
Gruppe 2: Spannungsbereich= -4,5 log(n)+94,5
Gruppe 3: Spannungsbereich= -3,1 log(n)+95
Gruppe 4: Spannungsbereich= -1,6 log(n)+96 (6)

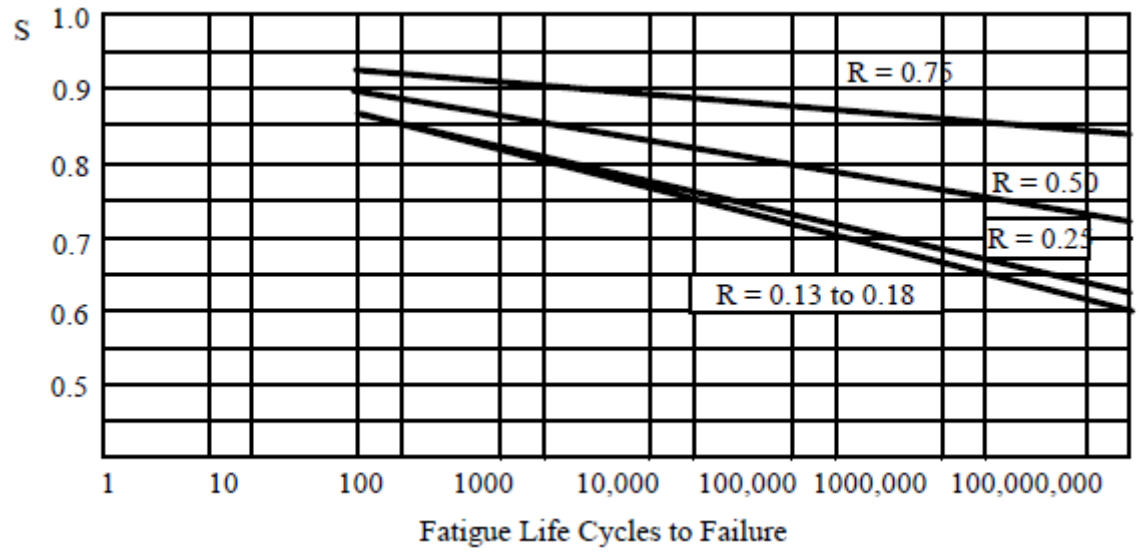

Abbildung 13: Wirkung des Spannungsbereichs auf dem Normalbeton unter Dauerbeanspruchung [17]

Wenn die minimale Spannung gleich 0 war, dann wurde das Verhältnis zwischen Spannung und Bruchfestigkeit in dem die Dehnung elastisch bleibt, circa 56%. Die folgende Gleichung wurde verwendet, um die Dauerfestigkeit zu ermitteln.

$$F_{10} = 0{,}56 + 0{,}44M \text{ oder } F_{10} = 1{,}3/(3{,}3-R) \quad 0 < M,R < 1$$
$$F_{10} = 0{,}56 \quad -0{,}56 < M < 0 \;\&\; -1{,}0 < M < 0 \tag{7}$$

M- Das Verhältnis zwischen die Biegezugspannung bei minimalen Belastung und Bruchfestigkeit von Beton
R- Das Verhältnis zwischen die Biegezugspannung bei minimalen Belastung und maximale Belastung
F_{10}- Das Verhältnis zwischen die Biegespannung bei minimalen Belastung und Bruchfestigkeit bei 10 Millionen Lastwiederholungen

Es wurde zusammengefasst, dass die Spannungsverhältnisse und die Anzahl an Lastwiederholungen nicht von der Betonfestigkeit abhängig sind. Die Variation in der Ermüdungsfestigkeit bei verschiedenen Frequenzen war weniger als 5 % und kann vernachlässigt werden. Die Belastungsgeschwindigkeit hat keine Wirkung auf die Ermüdung.

4.1.2 Wirkung der veränderlichen Belastung auf die Lebensdauer der Beton- Hilsdorf and Kesler (1966)

Hilsdorf und *Kesler* [17] ermittelten im Jahre 1966 die Wirkung der veränderlichen Belastung auf das Ermüdungsverhalten von Beton durch die Anwendung von drei verschiedenen Typen von Belastungen. Bei dem ersten und zweiten Typ, wurde dynamische Belastung in zwei Serien angewandt. Bei dem ersten Belastungstyp wurde das Spannungsverhältnis von S_1 auf S_2 nach n_1 Belastungszyklen erhöht. Bei dem zweiten Belastungstyp wurde das Spannungsverhältnis verringert. Die Proben bei dem dritten Belastungstyp wurden unter wiederholte Änderungen von maximalem und minimalem Spannungspegel unterzogen. Dies wurde durch zwei verschiedene Methoden durchgeführt. Bei der ersten Methode wurde die Dauer der einzelnen Belastungen fixiert und die Erhöhung der Spannung war variabel. Bei der zweiten Methode wurde die Erhöhung der Spannung fixiert und die Dauer der einzelnen Belastungen nicht.

Es wurde gefunden, dass für $S_1<S_2$ die Lebensdauer des Betons abnimmt, während für $S_1>S_2$ die Lebensdauer des Betons zunimmt. Das Verhältnis zwischen minimalen und maximalen Spannungen wurde nicht konstant gehalten d.h, dass die minimalen Spannungen veränderlich waren. Wenn die Belastung veränderlich war, wurde festgestellt, dass die Anwendung der Miner- Hypothese bei niederzyklischen Belastungen gut mit dem Versuchsergebnissen überreinstimmte, jedoch bei hochzyklischen Belastungen die Ergebnisse unrealistisch waren.

4.1.3 Wirkung des Spannungsverhältnises auf die Ermüdung- Aas-Jakobsens (1970)

Aas-Jacobsen [18] [19] [20] hat eine Reihe von Prüfungen an Prismen, vorgespannten Balken und exzentrisch belasteten Säulen durchgeführt und die Ergebnisse in Wöhler- Linien zusammengefasst (siehe Abbildung 3 im Kapitel 3.1). Mit der Verwendung der Werte von der Wöhler- Linien hat *Aas-Jacobsen* gezeigt, dass der Zusammenhang zwischen σ_{min} und σ_{max} bei Versagen infolge Ermüdung bei $N=2.10^6$ Lastwiederholungen linear ist. So wird folgender Ausdruck ermittelt [18] [19]:

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{c,fl}} = 1 - \beta.\left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right).\log N \qquad (8)$$

N- die ertragbaren Lastwiederholungen
σ_{min}- minimale Spannung
σ_{max}- maximale Spannung

f_{cfl}- Betonfestigkeit
β- Materialkonstante
$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ - Spannungsverhältnis

Diese Gleichung ist gültig, wenn das Spannungsverhältnis $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ zwischen 0 und 1 ist und gilt nicht im Zug- Druckschwellbereich. Die Gleichung beschreibt dies Wöhlerdiagramm und zeigt, dass das Wöhlerdiagramm nur bei konstantem Spannungsverhältnis gezeichnet werden kann (siehe Abbildung 14). Die Wöhlerkurve ist unabhängig von der Betonfestigkeit, weil sie nur das Verhältnis zwischen minimalen und maximalen Spannungen beobachtet. Die ertragbaren Lastzyklen sind auch von den Materialeigenschaften abhängig, deswegen wird in der Gleichung eine Materialkonstante eingeführt. Bei den Untersuchungen von Jakobsen war diese Konstante gleich 0,064. [18] [19] Die Untersuchungen von Aas- Jacobsen zeigen, dass Versagen infolge Ermüdung nicht bei Lasten weniger als 60% von der statischen Belastungsgrenze passieren kann. Die Durchbiegung nach 1 Millionen Lastzyklen ist 40 - 100% größer als die Durchbiegung nach dem ersten Lastzyklus.

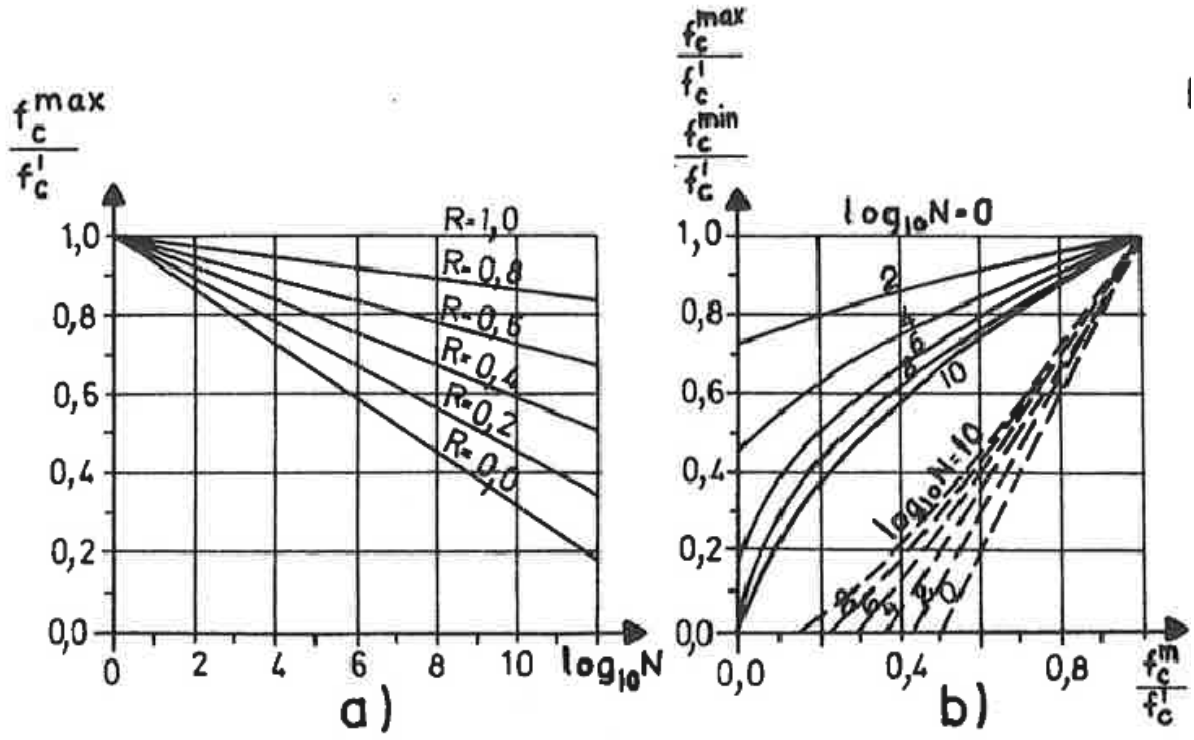

Abbildung 14: Beziehungen infolge Gleichung 8: a) Wöhlerlinien für verschiedene Werte von R b)Smithdiagramm für verschiedene Werte von $\log_{10}N$ [19]

4.1.4 Ermüdung bei statischen und dynamischen Belastung- Ballinger (1971)

Im Jahr 1971 untersuchte *Ballinger* [17] [21] Balkenproben bei konstanter und variabler dynamischer Belastung. Die Prüfungen bei variabler dynamischer Belastung wurden auf Balken mit Abmessungen 6 x 6 x 64 in (15,24 x 15,24 x 162,56 cm) oder 6 x 6 x 32 in (15,24 x 15,24 x 81,28 cm) durchgeführt. Statische Versuche führten zu einem großen Unterschied in der statischen Bruchfestigkeit. Deswegen wurde eine Mehrfachregressionsgleichung gewählt, um die statischen Versuche mit der durchschnittlichen Biegefestigkeit des Balkens zu vergleichen. Bei Prüfungen mit konstanter dynamischer Belastung wurden die Änderung der Spannung (Zunahme und Abnahme bei verschiedenen Werten) und die Änderung der Anzahl an Lastzyklen betrachtet. Die Prüfungen bei konstanter dynamischer Belastung zeigten, dass die S-N Beziehung (Spannung- Anzahl an Lastwechsel) aus zwei Teilen bestand, einer gerade absteigender Linie, die dem Hauptteil des Diagramms darstellt und einem gekrümmten Teil, der die Ermüdung bei geringer Anzahl an Lastwechseln darstellt. [17] Der geradlinige Teil kann mathematisch durch die folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$\text{Spannung} = 92.6 - 2.7(\log \text{Zyklen}) \ (\pm 1.914) \qquad (9)$$

Bei Prüfungen mit konstanter dynamischer Belastung wurden zwei Phasen der Belastung berücksichtigt. Unterschiedliche Größe der Lasten und unterschiedliche Anzahl an Lastzyklen wurden auf jeder Stufe angewandt. In zwanzig Fällen wurden zuerst eine geringe Belastung und später größere Belastung angewandt. In acht Fällen wurden die Belastungen verringert. Um die Ergebnisse von den Ermüdungsgleichungen bei variabler und konstanter Belastung zu vergleichen, wurde die Anzahl der ersten Lastzyklen in die entsprechende Anzahl von zweiten Lastzyklen umgewandelt. (Siehe Gleichung 9)

$$\begin{aligned} d_1 &= n_1/N_1 \\ d_1(N_2) &= n`_1 \\ n`_1 + n_2 &= n_2^* \end{aligned} \qquad (10)$$

n_1- Anzahl der angewandten Lastzyklen bei der ersten Belastungsstufe
N_1- Anzahl an Lastzyklen bis zum Versagen bei der ersten Belastungsstufe
n_2- Anzahl der angewandten Lastzyklen bei der zweiten Belastungsstufe
N_2- Anzahl an Lastzyklen bis zum Versagen bei der zweiten Belastungsstufe
n_2^*- gleichwertigen Gesamtzahl an Lastzyklen bei der zweiten Belastungsstufe

$$\text{Spannung} = 92{,}7 - 1{,}88(\log \text{Zyklen}) \ (\pm 1.132) \qquad (11)$$

4.1.5 Ermüdungkriterium nach Vesic and Saxena (1969)-

Die Betonabschnitte im AASHO Road Test wurden von *Vesic* und *Saxena* [21] (1969) verwendet, um eine Ermüdungsgleichung für Betondecke zu entwickeln:

$$N = 225.\left(\frac{MOR}{\sigma}\right)^4 \qquad (12)$$

N- die ertragbaren Lastwiederholungen
MOR- Biegezugfestigkeit (ermttelt aus 3-Punkt Biegeversuch)
σ- Spannung

Die Spannungen wurden mittels Plattentheorie berechnet und das Versagen infolge Ermüdung wurde als Endbefahrbarkeitswert (p_t=2,5) definiert. Viele Betonabschnitte im AASHO Road Test versagten infolge Pumpen. Das erklärt warum bis zum Versagen bei niedrigen Spannungsverhältnissen wenige Lastwiederholungen ertragen werden können.

4.1.6 Ermüdungskriterium nach Treybig (1977)

Treybig (1977) [17] [21] entwickelte das folgende Ermüdungskriterium basierend auf AASHO Road Test-Daten und die Berechnung der kritischen Spannungen mit einem elastischen Schicht-Programm.

$$N = 23{,}440.\left(\frac{MOR}{\sigma}\right)^{3{,}21} \qquad (13)$$

Das Versagen infolge Ermüdung wurde als Anzahl an Lastwiederholungen (ESALs)definiert, bei dem die Risse sich verbreiten.

4.1.7 Ermüdungsgleichung von Darter (1977)

Um eine Bemessungsmethode für schlaff bewehrten Betondecken zu entwickeln, fasste *Darter* [21] die Ergebnisse von 140 Ermüdungsversuche an Balken von 3 Versuchsreihe (*Kesler* (1953), *Raithby and Galloway* (1974), und *Ballinge*r (1972) [17]) in eine endgültige Gleichung zusammen [22]:

$$\log N = 17{,}61 - 17{,}61\left(\frac{\sigma}{MOR}\right) \qquad (14)$$

Auf dieses Ermüdungskriterium wird nochmals in Kapitel 4.1.15 Abbildung 22 eingegangen.

4.1.8 Ermüdungskriterium nach Smith (1979)

Es gibt verschiedene Möglichkeiten die zulässigen Spannungen darzustellen. Eine der meist verwendete ist das Diagramm von *Smith* (siehe Abbildung 15). *Eisenmann* und *Leykauf* erweitern die Untersuchungen von *Hilsdorf* und *Kesle*r (1966 siehe Kapitel 4.1.2) und ermittelten folgenden Ausdruck (Gleichung 15), der den Zusammenhang zwischen Verkehrslastspannung und Wölbspannung als Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith ergibt. 2.10^6 Schwingspiele werden näherungsweise einer Dauerschwingfestigkeit zugeordnet. Dies liefert unter Annahme einer Nacherhärtung des Betons mit zunehmender Liegedauer einen realistischen Bemessungsansatz. Die ertragbaren Lastwechsel sind durch die auf die Festigkeit f_{ct} bezogene Ober- und Unterspannung ausgedrückt. Die Dauerfestigkeit des Betons wird für eine vorgegebene konstante Unterspannung und eine überlagerte (Verkehrs) Beanspruchung σ_p ermittelt. Diese konstante Unterspannung bei Betondecken ist die infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben auftretende Wölbspannung σ_w.

Die ertragbaren Lastwechsel N_{zul} kann man nach folgender Gleichung berechnen.

$$\sigma_p = f_{ct} \cdot \left\{ \left[\left(\log N_{zul} \right) - 2 \right] \cdot \left[0{,}0875 \cdot \frac{\sigma_w}{f_{ct}} - 0{,}07 \right] + 0{,}80 \right\} - \sigma_w \qquad (15)$$

N- ertragbare Lastwechsel
σ_p- Oberspannung, überlagerte Verkehrslast [N/mm²]
σ_w- konstante Unterspannung, temperaturbedingte Wölbspannung
σ_m- Mittelspannung aus Ober- und Unterspannung
f_{ct}- Biegezugfestigkeit

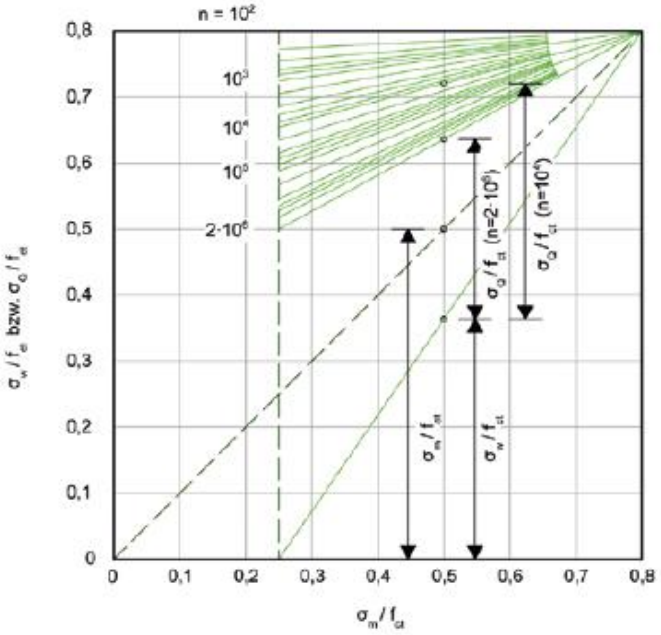

Abbildung 15: SMITH'sches Schaubild für Normalbeton [5]

Damit die Auswirkungen durch Achslasten beschrieben werden können, wird die Hypothese der linearen Schadensakkumulation nach Miner eingeführt. Die

Schädigung C_i ist das Verhältnis der jeweils auftretenden n_i zu den ertragbaren Lastwechselzahlen $N_{i,zul}$, wobei die jeweils ertragbare Lastwechselzahl dem Smith-Diagramm entnommen wird. Diese Schädigung C_i wird als Maßzahl für die Auswirkung einer einzelnen Beanspruchungsgroße bezeichnet. Die Miner- Summe bildet sich aus den Teilschädigungsraten und ist im Falle des Dauerschwingfestigkeitsbruchs gleich 1.

$$\sum_i C_i = \sum_i n_i / N_{i,zul} \qquad (16)$$

Wenn Die Summe kleiner 1 ist, dann führt das Beanspruchungskollektiv nicht zum Versagen.

Das Kriterium von Smith wird in Österreich für die Dimensionierung von Betondecken verwendet [23]. Gemäß der österreichischen Bemessungsmethode wird die Zeitdauer der maximalen ungleichmäßige Erwärmung, in der die Wölbspannung σ_w als Unterspannung zusätzlich zur maximalen Verkehrslastspannung σ_p wirksam ist, mit 5 % der Gesamtbemessungsperiode angenommen.

$$Ci = C_{i1}.0.05 + C_{i2}.0.95(4.68) \qquad (17)$$

C_{i1}- Schädigungsrate bei $\sigma_p + \sigma_w$ (5 %)
C_{i2}- Schädigungsrate bei σ_p (95 %)

4.1.9 Schwedische Ermüdungskriterium nach Tepfers (1978)

Tepfers [19] [22] [24] hat die Untersuchungen von *Aas-Jakobsen* erweitert (siehe Kapitel 4.1.3 - *Aas- Jakobsen* 1970). Prüfungen haben gezeigt, dass die Ermüdungsgleichung von Tepfers sowohl für Druck als auch Zugspannungen gültig ist. Die Verwendung dieser Gleichung bedeutet, dass die Wöhler Kurven für konstante Werte von R, dem Verhältnis zwischen der oberen Grenze und der unteren Grenze der schwingenden Spaltzugspannung gezogen werden müssen. Spaltzugversuche wurden an Betonwürfeln durchgeführt, die keine bestimmte Zugspannungsverteilung haben. Die Spannungsverteilung hat kein Effekt auf die Ergebnisse. Zwei Betonfestigkeiten wurden geprüft und es wird zusammengefasst, dass die Ermüdung infolge Zugspannungen nicht von der Betonfestigkeit abhängt. Prüfungen mit Werten von R= 0,20; 0,30 und 0,40 wurden durchgeführt und die Ergebnisse in Form von Wöhlerdiagrammen angegeben. Es wurde zusammengefasst, dass die Materialkonstante β aus Gleichung 8 einen Wert von 0,0685 haben muss . [19] [22]

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{c,fl}} = 1\text{-}0{,}0685.\left(1\text{-}\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right).\log N \qquad (18)$$

N- die Anzahl der Lastwiederholung
σ_{min}-minimale Spannungen infolge Temperatur

σ_{max}-maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung
$f_{c,fl}$- Biegezufestigkeit des Betons

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

Tepfers untersuchte auch die Andwendbarkeit der Miner- Hypothese bei der Betonermüdung. Prüfungen an kleinen Zylindern (mit einem Durchmesser von 25 mm und einer Höhe von 50 mm) wurden bei hohen Lastwechselfrequenz durchgeführt. Eine Wöhler-Kurve wurde für den Betonzylindern aufgezeichnet und zeigte, dass die Ermüdung in diesen Zylindern auf die gleiche Weise wie in großen Proben bei niedrigeren Lastwechselfrequenzen auftritt. Die Ermüdung von Beton durch nicht-variable Lastwechselimpulse kann mit einem Ausdruck, ermittelt von der Wöhler-Kurve für Beton und kombiniert mit der Palmgren-Miner Schadenshypothese, berechnet werden. [24]

4.1.10 Ermüdung bei nieder- und hochzyklischen Belastung- Hsu (1980)

Im englischen Sprachgebrauch wird unterschieden zwischen niederzyklischer und hochzyklischer Ermüdung (Low-Cycle and High-Cycle Fatigue). *Hsu* [17] [20] schlägt eine mögliche Abgrenzung dieser Bereiche (siehe Abbildung 16) vor.

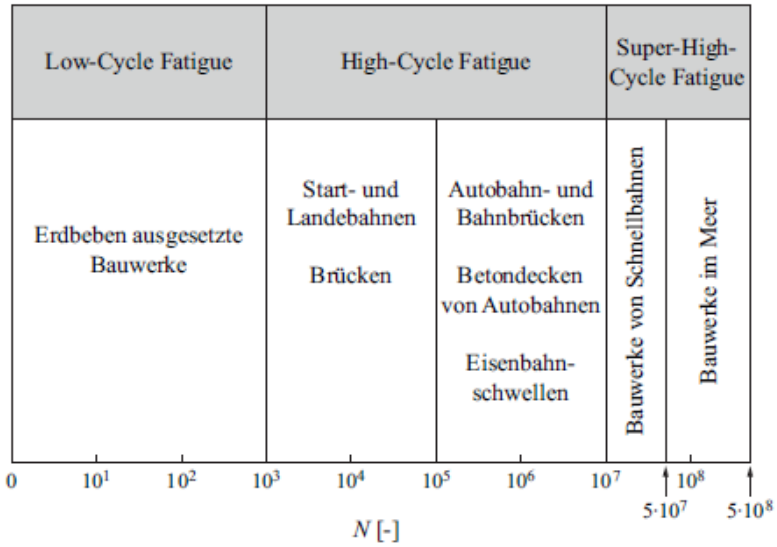

Abbildung 16: Arten der Ermüdungsbeanspruchung und mögliche betroffene Bauwerke [20]

Die meisten Ermüdungsalgorithmen für Beton gelten in der Regel für einen engen Bereich von Lastzyklen. Die so abgeleiteten Gleichungen haben daher nur eine begrenzte Verwendbarkeit. Viele Untersuchungen wurden zum Beispiel im Bereich der hochzyklischen Belastung durchgeführt und gelten deshalb nicht für

niederzyklische Ermüdung. Umgekehrt können Studien im Bereich der niederzyklischen Ermüdung im Zusammenhang mit der Erdbebenforschung nicht auf hochzyklischen Ermüdung angewandt werden. Es gibt keine Beziehung zwischen diesen Bereichen. Es gibt Untersuchungen, die zeigen, dass die Belastungsrate im hochzyklischen Bereich keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hat. Andere Untersuchungen im niederzyklischen Bereich zeigen aber, dass die Belastungsrate die Ermüdungsfestigkeit von Beton beeinflusst. Eine weitere Kontroverse ist die Wirkung der Zeit. Die Zeit hat keinen Effekt auf die Ermüdungsfestigkeit bei hochzyklischer Belastung, aber Awad und Hilsdorf [17] haben gezeigt, dass die Ermüdungsfestigkeit bei niederzyklischer Belastung stark zeitabhängig ist. Hsu schlägt deshalb einen bilinearen Ansatz vor, der die Einwirkungsdauer bzw. die Belastungsfrequenz berücksichtigt. [20]

Um das Element der Zeit in die σ-N (Wöhlerkurve) Beziehung einzubringen, wird eine dritte Dimension T eingeführt. T ist die Periode der Lastwiederholungen in Sekunden pro Zyklus. Auf diese Weise wurde ein dreidimensionales Modell erstellt. Ein solches Modell ist in der Abbildung 17 zu sehen.

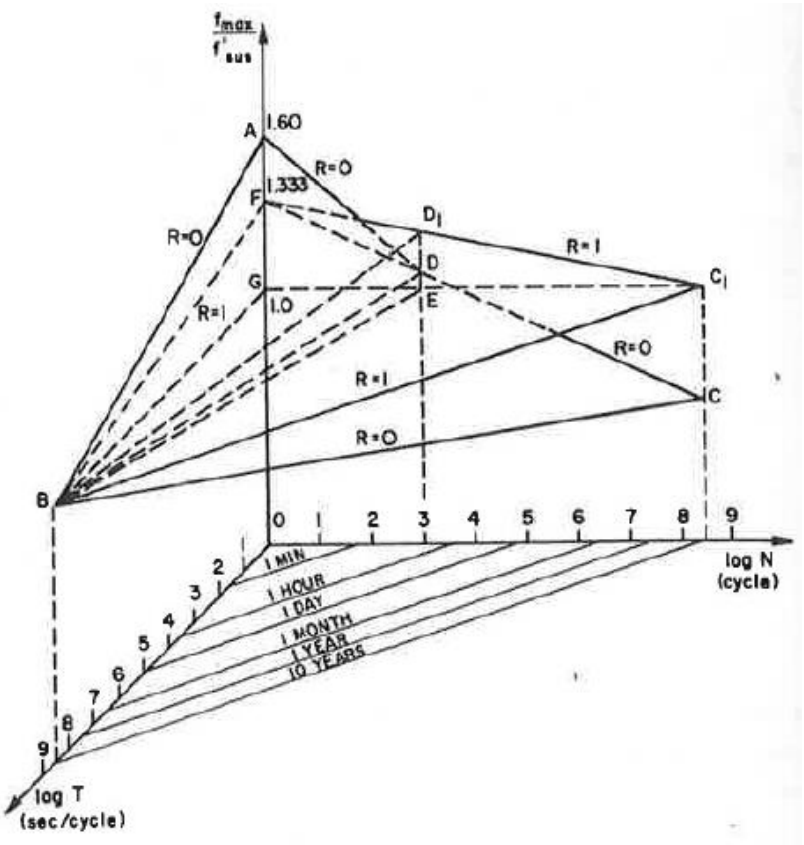

Abbildung 17: Grafische Darstellung der f-N-T-R Beziehung [20]

Hsu schlägt zwei unterschiedliche Gleichungen vor, eine für die niederzyklische Belastungen, und eine für die hochzyklischen Belastungen.

Unter der Annahme für einen linearen Übergang von R=0 bis R=1 kann eine Familie von Ebenen von BDC bis BD_1C_1 durch die folgende Gleichung 19 ausgedrückt werden:

$$\frac{f_{max}}{f'_{sus}} = \frac{f'_1}{f'_{sus}} = 1-\beta.(1+\gamma-\gamma R).\log N - \alpha \log T \qquad (19)$$

f_{max} - Maximale Spannungen infolge wiederholte Belastung

f'_{sus} - Langzeitfestigkeit

f'_1 - fiktive Spannung im Punkt F ermittelt mittels Extrapolation der Geraden DC und D_1C_1 in die vertikale Achse f. Es dient als Drehpunkt für die Familie der Ebenen

β - Steigung der Gerade $FC_1=FG/GC_1$

$\gamma = -1+(FG+C_1C)/FG$ -

α- die Steigung der Gerade FB=FG/GB

Die vier Konstanten f'_1 / f'_{sus} , α,β,γ in Gleichung 19 werden in der folgenden Weise für Ermüdung infolge Druckspannungen bestimmt:

1. Annahme $f'_1 = f'_c$ f'_c ist die statische Druckfestigkeit. Diese Annahme stammt von der Feststellung von Tepfers in Abbildung 17, die Familie der Ebenen dreht sich um ein Punkt, wo $f_{max} = f'_c$ ist. f'_{sus} / f'_c =0,75

   $$\frac{f'_1}{f'_{sus}} = \frac{f'_c}{f'_{sus}} = 1{,}333$$

2. f'_{sus} - ist für eine Zeitdauer von 10 Jahren angenommen. Mit dieser Annahme wurde der Punkt C_1 bei logN=8,5 und Punkt B bei logT=8,5 genommen.

   $$\alpha = \beta = \frac{0{,}333}{8{,}5} = 0{,}0392$$

3. γ wurde mittels Prüfungen ermittelt. Es wurde angenommen, dass die Ermüdungsfestigkeit von Beton bei 10 Millionen Lastzyklen (log N=7) und R=0 55% von der statischen Festigkeit ist f_{max} / f'_c =0,55. Aus Schritt 1 folgt f_{max} / f'_c =0,55x1,333=0,7333. Dieses Ergebnis wurde für eine Rate an Lastwiederholungen von 0,2 bis 20 Zyklen pro Sekunde ermittelt. Dann folgt, dass T=0,333 Sekunde pro Zyklus ist. Am Ende ergibt sich γ= 1,25

Wenn alle Konstanten in Gleichung 19 eingesetzt werden, dann ergibt sich folgenden Ausdruck:

$$\frac{f_{max}}{f'_{sus}} = 1{,}333 - 0{,}0882.(1 - 0{,}556R).\log N - 0{,}0392 \log T \qquad (20)$$

In Gleichung 20 ist die Ermüdungsfestigkeit durch die Langzeitfestigkeit ausgedruckt. In der Praxis benutzt man die statische Druckfestigkeit. $f'_{sus} = 0{,}75.f'_c$ Aus dieser Beziehung folgt:

$$\frac{F_{max}}{f'_c} = 1 - 0{,}0662.(1 - 0{,}556R).\log N - 0{,}0294 \log T \qquad (21)$$

Die folgende Gleichung 21 wurde auf dieselbe Weise abgeleitet. Eine Familie von Ebenen von ABD(R=0) bis FBD_1(R=1) in Abbildung 14 kann durch die folgende Gleichung ausgedrückt werden. Diese Gleichung gilt für niederzyklischen Belastungen und wenn der Übergang von R=0 bis R=1 linear ist.

$$\frac{f_{max}}{f'_{sus}} = \frac{f'_{st}}{f'_{sus}} - \frac{f'_{st} - f'_c}{f'_{sus}} R - \beta_1(1 + \gamma_1 - \gamma_1 R)\log N - \alpha_1(1 - \varepsilon R)\log T \qquad (22)$$

Der endgültige Ausdruck wurde auf dieselbe Weise wie Gleichung 21 abgeleitet.

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{cc}} = 1{,}20 - 0{,}20\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} - 0{,}133.\left(1 - 0{,}779\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right).\log N - 0{,}0530\left(1 - 0{,}445\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right)\log T \qquad (23)$$

4.1.11 Beton unter Zugbeanspruchung- Cornelissen und Reinhardt (1984)

Cornelissen und *Reinhardt* [17] [25] führten Prüfungen mit konstanten und variablen Belastung auf Normalbeton durch, um das Ermüdungsverhalten von Beton unter direkter Zug und Zug-Druck-Belastung zu untersuchen. Sie schlugen vor, dass die Zugeigenschaften des Betons mit der Eröffnung und der Ausbreitung von Mikrorissen verbunden sind. Das Hauptziel dieser Prüfungen war die Wirkung von minimalen Spannungen auf Beton und sein Ermüdungsverhalten zu bestimmen. Bei einer konstanten maximalen Zugspannung verändert sich die minimale Spannung. Die minimalen Druckspannungen waren klein, damit alle Proben infolge Zugspannungen brechen können. [25]

Um die statische Festigkeit zu berechnen, wurden 500 Proben mittels direktem Zugversuch und 300 Proben mit Druckversuch geprüft sowie 300 Spaltzugversuche gemacht. Für reinen Zug wurde eine Bruchdehnung von 0,01% und eine mittlere Festigkeit von 2,5 N/mm^2 ermittelt.

Die maximale Spannung bei dynamischer Belastung war zwischen 40% und 90% der statischen Zugfestigkeit (f_{ctm}). Die minimale Spannung bei nassen und trockenen Prüfungen war bei vier konstanten Stufen: 40, 30, 20 und 0 % der Zugfestigkeit (f_{ctm}). Zur Berücksichtigung des Effekts der Druckspannungen bei Ermüdung infolge Zug wurden minimale Spannungen von 10%, 15%, 20%, und 30% von der statischen Druckfestigkeit ($F`_{cm}$) angenommen. Folgende Gleichungen infolge dieser Zugversuche wurde ermittelt ($\sigma_{min}>0$): [25]

$$\log N = 14{,}81 - 14{,}52\frac{\sigma_{max}}{f_{ctm}} + 2{,}79\frac{\sigma_{min}}{f_{ctm}} \quad \text{für nasse Proben} \qquad (24)$$

$$\log N = 13{,}92 - 14{,}52\frac{\sigma_{max}}{f_{ctm}} + 2{,}79\frac{\sigma_{min}}{f_{ctm}} \quad \text{für trockene Proben} \qquad (25)$$

σ_{max-} maximale Spannungen
σ_{min}- minimale Spannungen
N- ertragbaren Lastzyklen

Ein anderer, ähnlicher Ausdruck wurde für Zug-Druckversuchen abgeleitet (σ_{min} <0):

$$\log N = 9{,}36 - 7{,}93\frac{\sigma_{max}}{f_{ctm}} - 2{,}59\frac{|\sigma_{min}|}{f'_{cm}} \qquad (26)$$

In Abbildung 18 ist das modifizierte Diagramm von Goodman abgeleitet. Die vertikale Achse zeigt das Verhältnis zwischen den maximalen aufgetragenen Spannungen und den maximalen Zugfestigkeit. Die horizontale Achse zeigt das Verhältnis der minimalen Spannungen zur maximalen Zug- oder Druckfestigkeit.
Im Gegensatz zu den maximalen aufgetragenen Spannungen können die minimalen aufgetragenen Spannungen Zug (rechts im Bild) oder Druck (links im Bild) sein. Das Diagramm ist für eine unterschiedliche Anzahl an Lasten bis zum Versagen erarbeitet. Die maximalen Belastungen erhöhen sich, wenn die minimalen Spannungen Zugspannungen sind (Abbildung 18). Dieser Effekt ist bedeutsam für Dauerprüfungen (log N> 5), weil die maximale Zugspannung relativ gering ist und der Effekt der Druckspannungen wichtiger ist [17] [25].

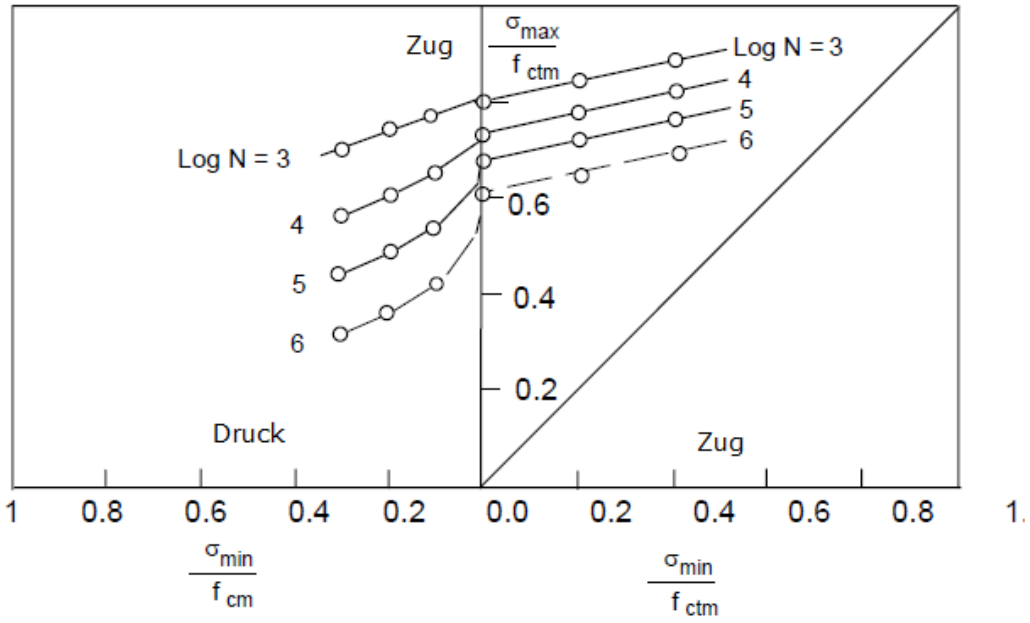

Abbildung 18: Modifizierte Diagramm von Goodman (*Cornelissen* und *Reinhardt* 1984) [17]

4.1.12 Ermüdungskriterium nach Packard and Tayabji (1985)

Packard und *Tayabj*i (1985), zwei Mitglieder der Portland Concrete Association, entwickelten eine neue Oberbaubemessungsmethode für Betondecken. In ihrem Bericht diskutierten sie die Grundlagen der Bemessung und die Wirkungsweise von Banketten und Dübeln. Ihre Ergebnisse basierten auf den Untersuchungen von von Kesler (1953, 1970), Fordyce (1969) und Ballinger (1971). Sie schlugen vor, dass die größten Spannungen infolge Ermüdung dann auftreten, wenn die Belastung am Plattenrand positioniert ist. [17] Ihre Ermüdungsgleichung ist folgende:

$$\begin{aligned} &0{,}55 < S: && \log_{10} N = (0{,}9718 - S)/0{,}0828 \\ &0{,}45 < S < 0{,}55: && N = (4{,}2577/(SR - 0{,}4325))^{3{,}268} \\ &S < 0{,}45: && N = \text{Unendlich} \end{aligned} \tag{27}$$

SR- Biegespannung
N- die zulässige Anzahl an Lastwiederholungen
S- Spannungsverhältnis

Die Versagenswahrscheinlichkeit bei diesem Verfahren ist weniger als 5%. Wenn die Anzahl der aufgebrachten Lastwiederholungen für ein bestimmtes Spannungsverhältnis durch diese Gleichung berechnet wird, dann würden 5% der Proben versagen.

4.1.13 Unterschied zwischen Biege- und Spaltzugbeanspruchung und deren Einfluss auf die Ermüdung- Oh (1986)

Die Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Biegebelastung ist von großer Bedeutung bei der Dimensionierung von Betonfahrbahnplatten, da die Biegespannungen in diesen Strukturen kritisch sein können. *Oh* schlägt einen experimentellen Ansatz vor, um die Zuverlässigkeit bei der Ermüdung von Beton zu prognostizieren.

Im Jahr 1986 führte *Oh* [17] [26] zwei Serien von Biegeermüdungsprüfungen an Balken aus Normalbeton (100x100x500mm) durch. Die Serie 1 war bei niedriger Betonfestigkeit und die Serie 2 bei höherer Betonfestigkeit. Die Druckfestigkeit wurde dabei an Zylindern geprüft. Die Ermüdungsfestigkeit wurden durch Vier-Punktbiegeversuch geprüft. [26]

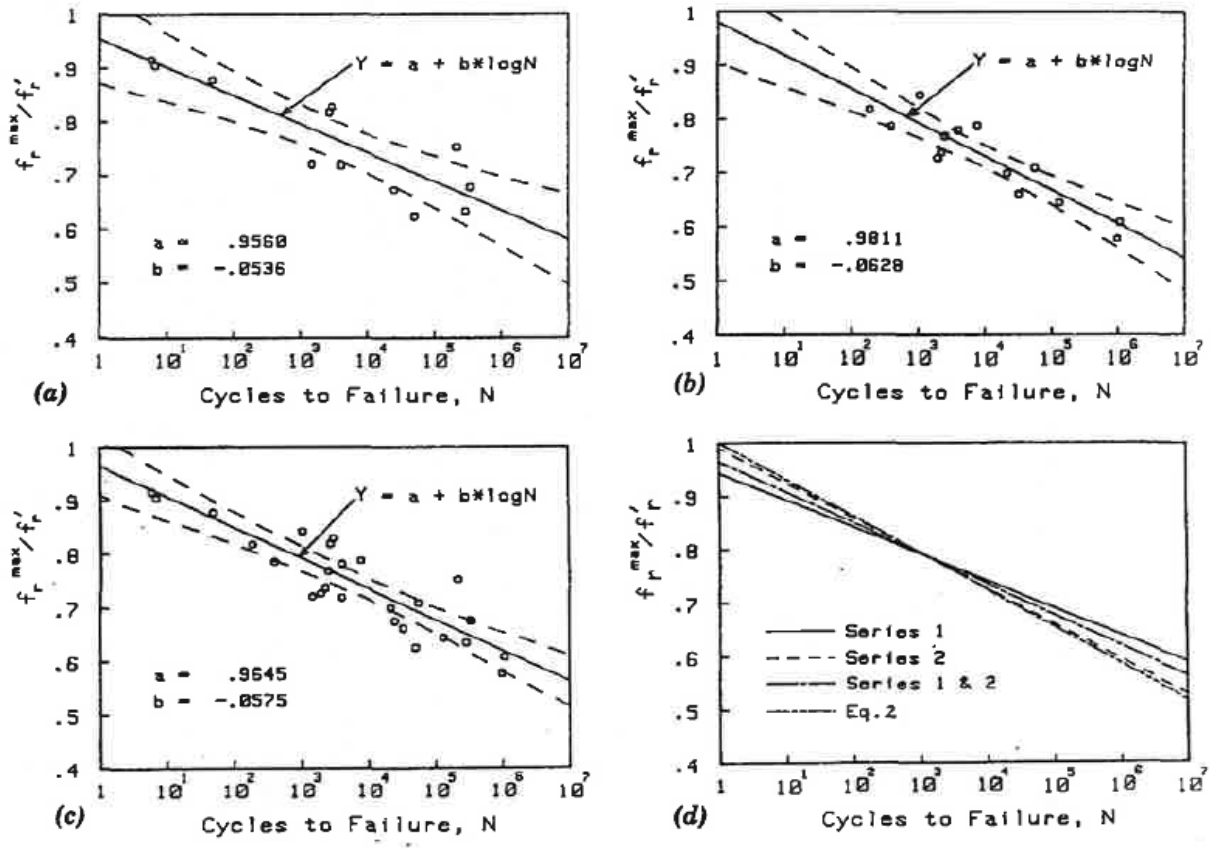

Abbildung 19: Wöhlerdiagrammen von den Untersuchungen von Oh: a) Serie 1; b) Serie 2; c) Kombination aus Serie 1 und 2; d) Vergleich der verschiedenen Fälle [26]

Die Ergebnisse wurden in Wöhlerkurven (S-N Diagrammen) dargestellt (siehe Abbildung 1). *Oh* verwendete die Gleichung von *Tepfers* (siehe Kapitel 4.1.9, Gleichung 18, um die Ermüdung des Betons zu beschreiben. Er hat die

numerischen Koeffizienten a und b mittels linearer Regression auf der Basis der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt.

$$\frac{f_r^{max}}{f_r'} = a + b\log_{10}N \qquad (28)$$

f_r^{max} - Maximale Spannung

f_r' - Bruchfestigkeit des Betons

N- Die ertragbaren Lastwiederholungen

a,b- numerische Koeffizienten

Oh fasste zusammen, dass die Materialkonstante b in Gleichung 28 bei Biegebeanspruchung gleich 0,0690 sein muss, während die Materialkonstante bei Spaltzugversuchen gleich 0,0685 von *Tepfers* ermittelt wurde. Die Ermüdungsfestigkeit bei Biegebeanspruchung und Versagen bei $N=10^7$ Zyklen wurde cirka mit 54 und 58% von der statischen Biegefestigkeit des Betons festgestellt. [26]

Im Jahr 1991 machte *Oh* umfassende Untersuchungen über die Wirkung der variablen Belastung auf die Ermüdung von Beton. Durch Belastung in zwei und drei Stufen mit unterschiedlichen Amplituden (siehe Abbildung 20) wurde festgestellt, dass die Hypothese von Miner für eine lineare Verteilung der Schaden nicht gültig für Beton ist. Die Summe der kumulativen Schäden war bei Verringerung der Amplituden der Belastung kleiner als eins. Andererseits war die Miner-Summe größer als eins, wenn die Amplitude der Belastung schrittweise erhöht wurde. Infolge dieser Ergebnisse wurde eine nichtlineare Schadenstheorie entwickelt, die die Wirkung von Lastgröße und Belastungsfolge betrachtet. [17]

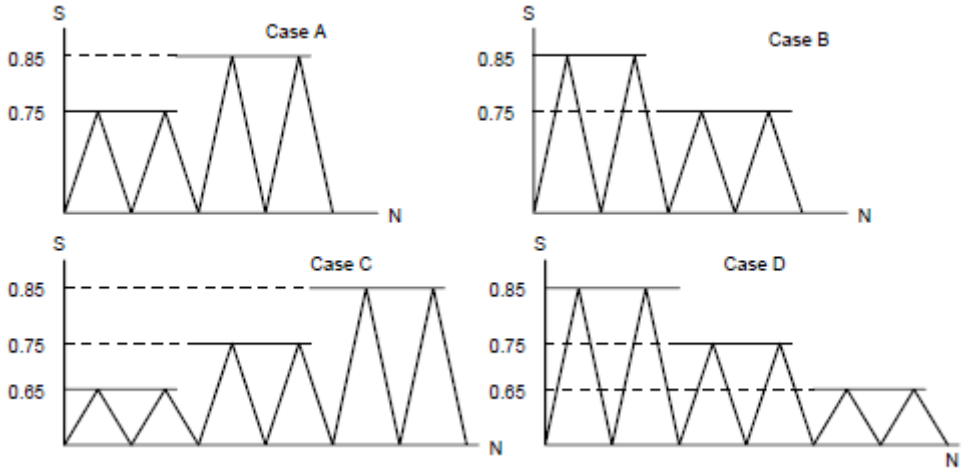

Abbildung 20: Arten von variablen Amplituden bei Ermüdungsbelastung [17]

Das nichtlineare Schädigungsverhalten kann durch Abbildung 21 erklärt werden. Diese Diagramme zeigen die Zunahme der Belastung gegen die Erhöhung des Schadens bei den Betonproben. Es ist ersichtlich, dass der Verlauf der Schaden verschieden für verschiedene Spannungsverhältnisse ist.

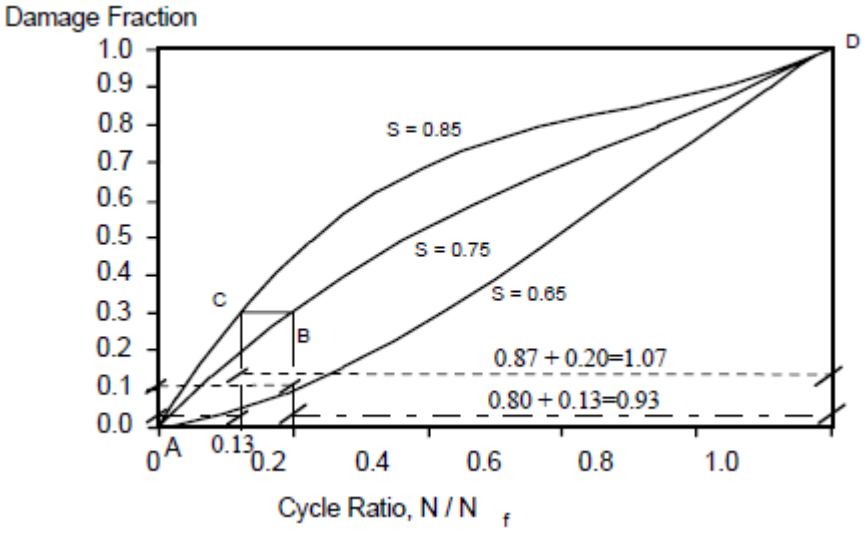

Abbildung 21: Schadenskurven bei verschiedenen Spannungsniveau [17]

Die nichtlineare Methode von *Oh* zur Berechnung der Lebensdauer des Betons unter Ermüdungsbeanspruchung betrachtet die Wirkung von Lastgröße und Belastungsfolge. Der Schaden verursacht durch n_i Zyklen bei Spannungsniveau S_i ist gleich dem Schaden von n_1 Zyklen bei Spannungsniveau S_1. Mit diesem Konzept kann man eine Gleichung ermitteln, um eine entsprechende Anzahl an Lastzyklen n_{ie} auf eine Referenzspannungsniveau S_1 zu finden, die den gleichen Schaden wie n_i Zyklen bei eigentlichem Spannungsniveau S_i produzieren wurde, das heißt:

$$n_{ie} = n_i \left(\frac{S_i}{S_1} \right)^p \tag{29}$$

n_{ie}- Anzahl der Zyklen bei einer Referenzspannungsniveau S_1
n_i-Anzahl der aktuellen Zyklen bei einem Spannungsniveau S_i
S_1-Referenzspannungsniveau
S_i-beliebige Spannungsniveau
p- experimentell erhaltenen Parameter

Die Schadensrate ist gegeben durch: $D_i = \left(\frac{n_{ie}}{N_1} \right)$ (30)

Versagen wird auftreten, wenn die Summe der Schadensverhältnisse gleich eins ist, d.h:

$$\sum D_i = D_1 + D_2 + D_3 + \ldots + D_i = 1 \tag{31}$$

Oder

$$\left(\frac{n_{1e}}{N_1} \right) + \left(\frac{n_{2e}}{N_1} \right) + \ldots + \left(\frac{n_{ie}}{N_1} \right) = 1 \rightarrow n_{1e} + n_{2e} + \ldots + n_{ie} = N_1 \tag{32}$$

$$n_1\left(\frac{S_1}{S_1}\right)^p + n_2\left(\frac{S_2}{S_1}\right)^p + \ldots + n_i\left(\frac{S_i}{S_1}\right)^p = N_1 \quad (33)$$

$$n_{ir} = (N_1 - n_1)\left(\frac{S_1}{S_i}\right)^p + n_2\left(\frac{S_2}{S_i}\right)^p + \ldots + n_{i-1}\left(\frac{S_{i-1}}{S_i}\right)^p = N_1 \quad (34)$$

$$n_{ir} = kN_1 \quad (35)$$

$$k = (1 - \frac{n_1}{N_1})\left(\frac{S_1}{S_i}\right)^p + \frac{n_2}{N_1}\left(\frac{S_2}{S_i}\right)^p + \frac{n_3}{N_1}\left(\frac{S_3}{S_i}\right)^p + \ldots + \frac{n_{i-1}}{N_1}\left(\frac{S_{i-1}}{S_i}\right)^p \quad (36)$$

Die Lebensdauer des Belags kann durch Multiplikation des Koeffizienten k mit der Referenz- Ermüdungslebensdauer N_1 berechnet werden. Die Ergebnisse aus den Versuchen wurden verwendet, um die Menge p in den vorhergehenden Gleichungen zu berechnen. Es wurde beobachtet, dass vier verschiedene Fälle zu fast dem gleichen Ergebnis (der Mittelwert betrug 18,21) führen. Die theoretisch und experimentell ermittelten Lebensdauern wurde verglichen und es wurde zusammengefasst, dass die vorgeschlagene nichtlineare Methode realistische Ergebnisse für Betonkonstruktionen ergibt. [17]

4.1.14 Einfluss der Belastungsfrequenz- Zhang, Philips und Wu (1997)

Zhang, Philips und *Wu* [17] untersuchten im Jahr 1997 die Wirkung von Wasser-Zement-Wert, Aggregattyp, Belastungsfolge, die Gültigkeit der Gleichung von Miner für lineare kumulative Schäden und die Wirkung des Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit des Betons. In ihrer Arbeit wird die Ermüdungsfestigkeit auf zwei Weisen definiert: S_{max}/fc für eine gegebene Anzahl an Lastzyklen oder eine Anzahl an Lastzyklen N für ein gegebenes Verhältnis S_{max}/fc. [17]

Folgende Gleichung wurde mit der Berücksichtigung von Belastungsfrequenz und Spannungswechsel vorgeschlagen:

$$\frac{S_{max}}{f_c} = C_f\left[1 - (1 - R')\beta \log N\right] \quad (37)$$

f_c- Statische Festigkeit des Betons
N- Anzahl an Lastzyklen bis zum Versagen
S_{max}-die maximale Spannung
S_{min}- die minimale Spannung
β- Materialkonstante= 0,087 für Normalbeton
C_f- Koeffizient zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz

$$C_f = a.b^{-\log f} + c \tag{38}$$

f- Belastungsfrequenz in Hz
a,b,c- Materialkonstanten a=0,249; b=0,920; c= 0,796
R- Spannungsverhältnis, das die Spannungsumkehr berücksichtigt

$$\begin{aligned} R' = R = \frac{S_{min}}{S_{max}} \text{ für } R \geq 0 \\ R' = \left|\frac{f_{cmax}}{f_{cmin}}\right| R \text{ für } R < 0 \end{aligned} \tag{39}$$

f_{cmax}, f_{cmin} -Statische Festigkeit dementsprechend S_{max} und S_{min}

Es ist zu beachten, dass die Zugspannungen als positiv definiert werden.

Sie fanden, dass bei Biegespannungsumkehr die Zugspannung dominiert. Daher sind $f_{cmax}=f_r$ die Bruchfestigkeit und $f_{cmin}=f'_c$ die statische Druckfestigkeit. Das Verhältnis $|f_{cmax}/f_{cmin}|$ wird dann das Verhältnis zwischen die Zug- und Druckfestigkeit $f_{tc}=|f_r/f'_c|$. [17]

4.1.15 Ermüdung im Labor und im Feld, Scale- Faktor – Roesler

Die Untersuchungen von *Roesler* [27] zeigen, dass großmaßstäbliche Versuche im Labor und Kurzzeitversuche im Feld einen neuen Einblick in das Thema Versagen von Betonplatten unter zyklischer Belastung geben.

Die Ermüdungsversuche erlauben eine vertiefte Analyse des Plattenversagens mittels der Miner Hypothese. Großmaßstäbliche Versuche im Labor zeigen, dass die Lebensdauer der Betonplatten länger als die Lebensdauer eines Betonbalkens ist. Die Zunahme der Lebensdauer hängt von der Plattengeometrie, Plattendicke, Lastkonfiguration, Materialeigenschaften und Randbedingungen ab. Die Kurzzeitversuche im Feld unter kontrollierter mechanischer Belastung und Umweltbedingungen zeigen, dass ein Algorithmus, der den Spannungsbereich und die Spannungsverhältnisse berücksichtigt, besser bei der Bestimmung der Lebensdauer der Platte ist und auch die genaue Lage der Ermüdungsriss prognostizieren kann (z.B. Eckausbruch, Quer- oder Längsriss). Die Biegefestigkeit von Betonplatten bei Labor- und Feldversuche ist 1,3 bis 3,5 mal höher als die Biegefestigkeit von Balken.

Zahlreiche Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Betonbalken, Zylindern und Prismen unter zyklischer Belastung wurde in den letzten 100 Jahren durchgeführt. Aus Laborprüfungen gezogene Schlüsse (z.B. Spannungsbereich, Feuchteprofil, Belastungsgrad, etc.) können allerdings nicht direkt auf das Ermüdungsverhalten von starren Straßenoberbauten übertragen werden. [27]

Großmaßstäbliche Ermüdungsversuche von Betonplatten im Labor

Einige großmaßstäbliche Ermüdungsversuche wurden an der UIUC (University of Illinois) durchgeführt um die Versagensmechanismen und Ermüdungsbeständigkeit von Betonplatten gegenüber den konventionellen Balkenversuchen besser zu verstehen. In [27] wurden 12 Platten unter der Verwendung von Straßenoberbeton gegossen. Die Plattenabmessungen (1.22 x 1.22 x 0.152 m) und die Randbedingungen wurden so ausgewählt, dass die Platte dimensionierungsunabhängiges Verhalten zeigt. Zur Übertragung von Schubspannungen wurden Dübeln angeordnet. Die Belastung wurde bei allen Ermüdungsversuchen am freien Rand positioniert. Der erhaltene Algorithmus ist in Abbildung 22 gezeigt und in Gleichung 40 mit 50% Wahrscheinlichkeit des Versagens gegeben.

$$N_f = \left[\frac{1{,}2968}{(\sigma / MOR_{beam})}\right]^{32{,}57} \tag{40}$$

N_f- Anzahl von Lastzyklen vor dem Versagen
σ- aufgebrachte maximale Spannung
MOR- Bruchfestigkeit von Beton

Die klassische Beziehung für die Ermittlung der Ermüdung von *Darter* (1977) ist in der Abbildung 22 und Gleichung 14 im Kapitel 4.1.7 zu sehen.

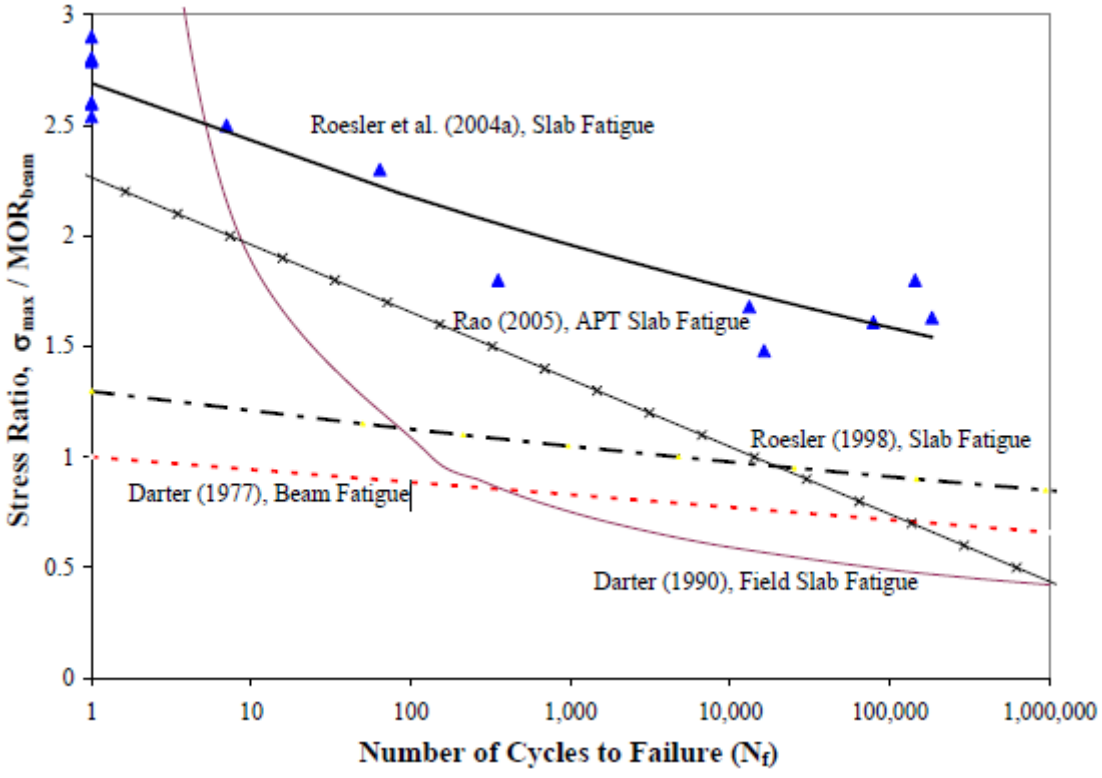

Abbildung 22: Ermüdungsfunktionen von Beton bei Balken- und Plattenversuche [27]

Ermüdungsversuche von Betonplatten im Feld

Die Laborversuche ermöglichen verschiedene Lastpositionen und Testumgebungen. Die Prüfungen im Feld ermöglichen die Bewertung von Ermüdungsfestigkeit der Betonplatten unter Umwelteinflüssen und beweglichen Radlasten.

Kurzzeitversuche bei schlaff bewehrten Betonplatten

Betonteststrecken, bestehend aus verschiedenen Kombinationen von Fugenabstand, unterschiedlichen Banketten, Dübeln und Spurverbreitung wurden gebaut und mittels schweren Verkehrslastsimulator (Heavy Vehicle Simulator (HVS)) in Palmdale, California, USA bewertet. Das California Department of Transportation (Caltrans) konstruierte die experimentellen Teststrecken, um die Verwendung von hydraulisch schnell abbindendem Zementbeton als Teil ihrer Long Life Pavement Rehabilitationsstrategien zu bewerten. Der hydraulisch abbindender Zementbeton (FSHCC) wurde anstelle von gewöhnlichem Straßenbeton eingesetzt, weil er sehr schnell erstarrt und so die Verkehrsfreigabe innerhalb von 4 Stunden ermöglicht. Das Ziel der HVS-Versuche war die Ermüdungsfestigkeit des schnell abbindenden Betons unter der kombinierten Wirkung von Umwelteinflüssen und beschleunigten Verkehrsbelastung zu bewerten.

Zwei FSHCC- Strecken mit einer Länge von 210m wurden auf der State Route 14 in der Nähe von Palmdale California, USA gebaut. Die Ansicht und der Querschnitt der Süd- und Nordtangente sind in Abbildung 23 und Abbildung 24 gezeigt. Insgesamt 23 Strecken mit schlaff bewehrten Betonplatten wurden mit HVS und mit einer Variation von Laststufen und Wiederholungen bis zum Versagen getestet.

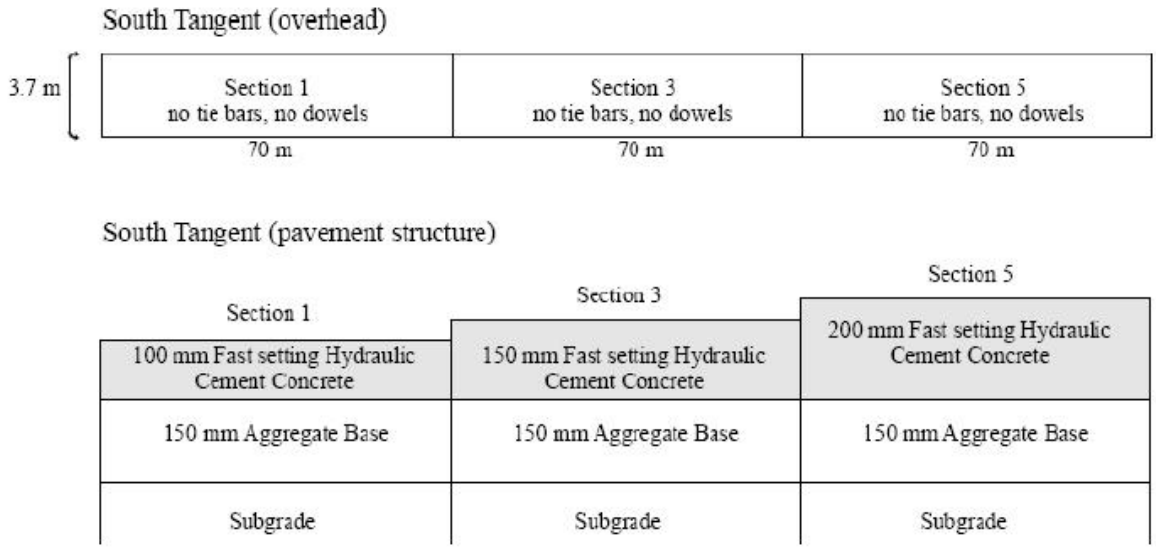

Abbildung 23: Südtangente [27]

North Tangent (overhead)

3.7 m / 0.6 m	Section 11 no tie bars, dowels, x-wide lane	Section 9 tie bars, dowels	Section 7 no tie bars, no dowels
	70 m	70 m	70 m

North Tangent (pavement structure)

Section 11	Section 9	Section 7
200 mm Fast setting Hydraulic Cement Concrete	200 mm Fast setting Hydraulic Cement Concrete	200 mm Fast setting Hydraulic Cement Concrete
100 mm Cement Treated Base	100 mm Cement Treated Base	100 mm Cement Treated Base
150 mm Aggregate Sub Base	150 mm Aggregate Sub Base	150 mm Aggregate Sub Base
Subgrade	Subgrade	Subgrade

Abbildung 24: Nordtangente [27]

Die Testabschnitte wurden kontinuierlich mit Zwei-und Flugzeugradlasten von 40kN bis 150 kN belastet und es wurde der Ermüdungsbruch an der Betondecke überwacht. Die beobachteten Ermüdungsbrüche waren Quer-, Längs- und Eckrisse. Es wurden auch Aufwölbungen infolge höherer Spannungen am Rand und an Querfugen beobachtet.

Die beobachteten Ermüdungsbrüche auf den Teststrecken wurden mittels Balken- und Plattenermüdungsalgorithmen und der Miner- Hypothese analysiert. Diese ersten Versuche waren aber nicht erfolgreich, auch wenn die kombinierten Wirkungen von Lastspannungen und Temperaturaufwölbungen berücksichtigt wurden. Die Schadensakkumulationshypothese zeigt, dass die Rissposition nur dann bestimmt werden kann, wenn das Ermüdungsmodell einen Spannungsbereich enthält. Es gibt keine genaue Beziehung zwischen Lastwiederholungen und Plattenrissen, weshalb die Miner- Hypothese nicht zur Bestimmung der Anzahl an Lastwiederholungen verwendet werden kann

Um einige der Schwächen der bestehenden Plattenermüdungsalgorithmen zu überwinden, wurde ein neues Modell entwickelt, das Temperaturbelastungen, Aufwölbungen, Spannungsverhältnisse, maximale Spannungen und Belastungsgeschwindigkeit berücksichtigt. Das neue Modell prognostiziert Quer-, Längs- und Eckrisse. Folgender Ausdruck wurde abgeleitet:

$$\log N = \frac{1-(0{,}465SR+0{,}088\log T)}{0{,}153(1-0{,}297R)} \tag{41}$$

N- Anzahl von Lastzyklen vor dem ersten Riss
T- Periode der wiederholten Belastungen, Sekunden / Zyklus (2,88 sec / Zyklus)

SR-Spannungsverhältnis $\sigma_{max} / MOR_{beam}$

R- Spannungsverhältnis zwischen den Unterspannungen und den maximalen Spannungen

In Abbildung 22 ist der Ermüdungsalgorithmus von Palmdale [27] (siehe Gleichung 41) gezeigt. Die prognostizierten Lastwiederholungen für Platten unter kurzzeitiger Ermüdungsbeanspruchung sind größer als jene bei dem Ermüdungsmodell von *Darter* (1977) [21] (besonders bei < 100,000 Lastwiederholungen). Bei mehr als 100.000 Lastwiederholungen prognostiziert der Ermüdungsalgorithmus für Betonplatten von Palmdale weniger Lastwiederholungen bis zum Versagen im Vergleich mit der Dauerfestigkeitskurve eines Balkens. Der wahrscheinlichste Grund für dieses Verhalten ist, dass bei der Mehrheit der Laborversuche nur eine geringe Anzahl an Lastwechseln berücksichtigt wurde. Weitere Beobachtungen der Abbildung 22 zeigen, dass die statische Festigkeit der Platte von Palmdale etwa 2,3mal der Balkenfestigkeit betrug. Das Ermüdungsmodell von Palmdale kann bei der Bestimmung des Versagens einer Betonplatte verwendet werden, nur wenn die Belastung, Temperatur, und Wölbspannungen im Spannungsverhältnis sind.

Bei den vorhandenen Modellen haben alle Platten unabhängig von der Dicke die gleiche Biegefestigkeit. Experimente und Grundsätze der Bruchmechanik zeigen, dass die Nennfestigkeit des Betons mit einer Erhöhung der Strukturgröße abnimmt. Damit der Effekt der Plattendicke auf die Festigkeit beachten wird, wurde das Größeneffekt-Modell (SEM- size effect model) von Bazant und Kazemi [28] (1990) eingesetzt. Das SEM wurde verwendet, um die Ergebnisse von der Festigkeit der Palmdalesche 152 mm dicken Platte zu skalieren. Das allgemeine SEM hat folgende Form:

$$\sigma_N = \frac{K_{If}}{\sqrt{g'(\zeta)c_f + g(\zeta)h}} \qquad (42)$$

K_{If}- Kritischer Spannungsintensitätsfaktor für eine unbegrenzte Struktur .
c_f- Länge der Bruchvorgang in einer unbegrenzten Struktur
h- Prüfkörperdicke
ζ- Kerbtiefenverhältnis
$g(\zeta)$- dimensionslöse Geometriefaktor
$g(\zeta) = \pi.\zeta f^2(\zeta)$
$f(\zeta)$- geometrische Korrekturfaktor
$g'(\zeta) = \pi.f(\zeta).\left[f(\zeta)+2\zeta f'(\zeta)\right]$

Die Brucheigenschaften der Palmdaleschen Platte wurden mittels der Gleichungen von *Bazant* und *Becq-Giraudons* [29] (2002) bestimmt. Eine graphische Darstellung der Wirkung des Kerbtiefenverhältnisses und der Dicke auf die normierten Nennfestigkeit der Platte ist in Abbildung 25 zu sehen. Wenn man die Dickenwirkung, die Geometrie- und Randbedingungen, d.h. das Großeneffekt- Modell (für die Palmdalesche Platte war die statische Festigkeit circa 2,3mal die Balkenfestigkeit) berücksichtigt, dann ist es möglich eine Lebensdauerberechnung durchzuführen.

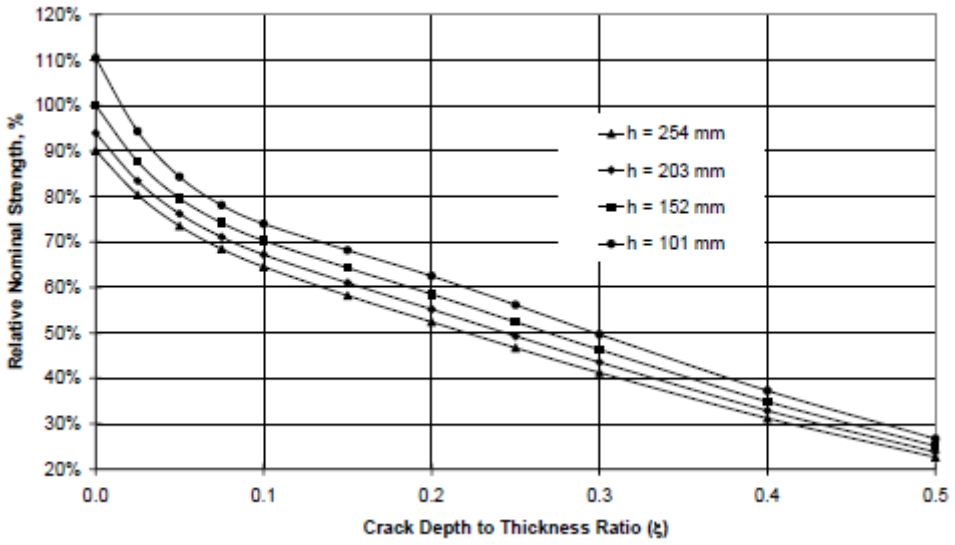

Abbildung 25: Nennfestigkeit der Platten mit verschiedener Dicken und Risstiefen normiert bezüglich der Festigkeit einer 152mm dickere Platte [27]

4.1.16 Holländisches Ermüdungskriterium

Die holländische Bemessung basiert auf der Ermüdungsanalyse von unbewehrten Betonplatten, wobei die Gleichung von *Crow* [18] (1999) benutzt wurde:

$$\log N_i = \frac{12{,}903.\left(0{,}995 - \frac{\sigma_{max}}{f_{fl}}\right)}{1 - 0{,}7525.\frac{\sigma_{min}}{f_{fl}}} \qquad 0{,}5 \le \frac{\sigma_{max}}{f_{fl}} \le 0{,}833 \tag{43}$$

N_{i}- die Anzahl an Ertragbaren Lastwechseln für Belastungsposition i
σ_{min}-minimale Spannungen infolge Temperatur
σ_{max}-maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung
$f_{f,fl}$- Biegefestigkeit des Betons

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

4.1.17 Ermüdungskriterium nach RDO (Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen- Deutschland)

Bei RDO Beton 09 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. Durch Umwandlung und Umrechnen lässt sich der Zusammenhang in die Form nach Gleichung 44 bringen. [30]

$$\log N = \frac{\frac{f_{ct}}{\sigma_{max}} - 0{,}748}{0{,}15} \cdot e^{-0{,}1365} \tag{44}$$

N- ertragbare Lastwechsel
f_{ct}- Spaltzugfestigkeit
σ_{max}- maximale Spannung

4.2 Auswertung der verschiedenen Ermüdungskriterien

Um die Ergebnisse der zur Zeit in den Dimensionierungsmethode in verschiedenen Ländern eingesetzte Ermüdungskriterien (siehe Kapitel 4.1) miteinander vergleichen zu können, wurde eine starre Oberbaukonstriktion gemäß der österreichische Richtlinie RVS 03.08.63 [31] untersucht (siehe Abbildung 26). Die Schichteigenschaften sind in Tabelle 1 angegeben.

Abbildung 26: Österreichischer Oberbaustandart für Betondecken - Bautyp 5, Lastklasse S

Schichteigenschaften	Einheit	Beton	Bituminöse Tragschicht	Ungebundene Tragschicht	Untergrund
E-modul	N/mm2	3000	3500	70	
Querdehnzahl		0,15	0,35	0,35	
Thermischer Ausdehnungskoeffizient	1/K	1,00E-05	6,00E-07	0,00E+00	
Wichte	N/mm3	2,40E-05	2,30E-05	1,80E-05	
K-wert (Totski Modell)	N/mm4				105

Tabelle 1:Schichteigenschaften

Die Primärwirkung zufolge Verkehrsbelastung wurde mit Hilfe eines Finite Elemente (FE) Modells und der Software ISLAB 2000 bestimmt (siehe Abbildung 27 und Abbildung 28). Dabei wurden unterschiedliche Abmessungen der Betonfelder berücksichtigt. Die Platten wurden mit Einzellast von 100 kN in drei Lastfällen belastet. Die Lastpositionen (siehe Abbildung 27 und Abbildung 28) wurden so gewählt, dass die maximalen Spannungen in der Betonplatte auftreten. Maßgebend sind die Spannungen an der Plattenunterseite.

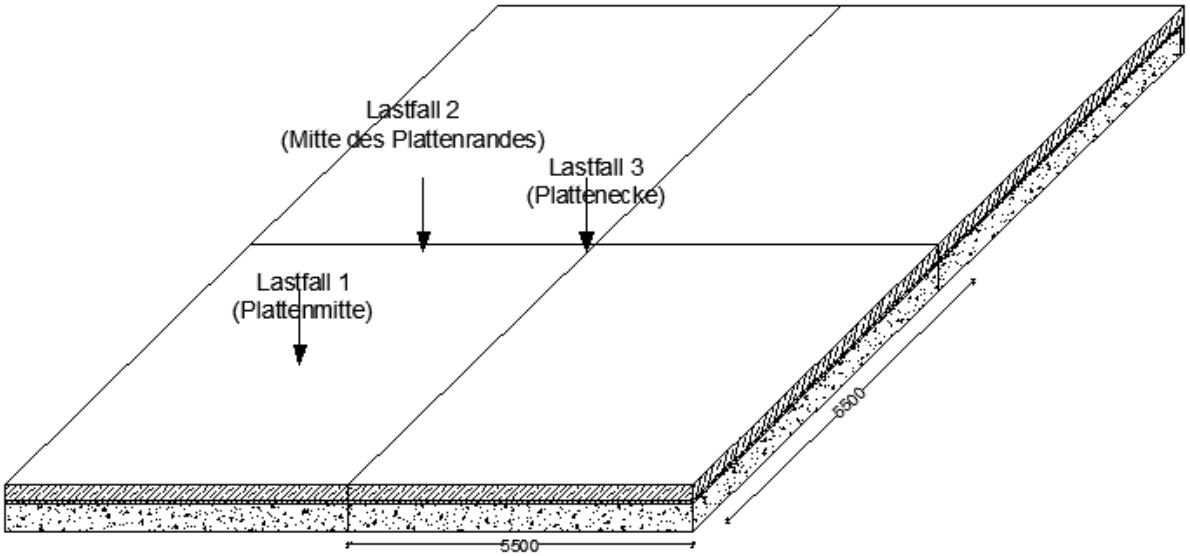

Abbildung 27: Plattenmodell 1 mit Abmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25 m

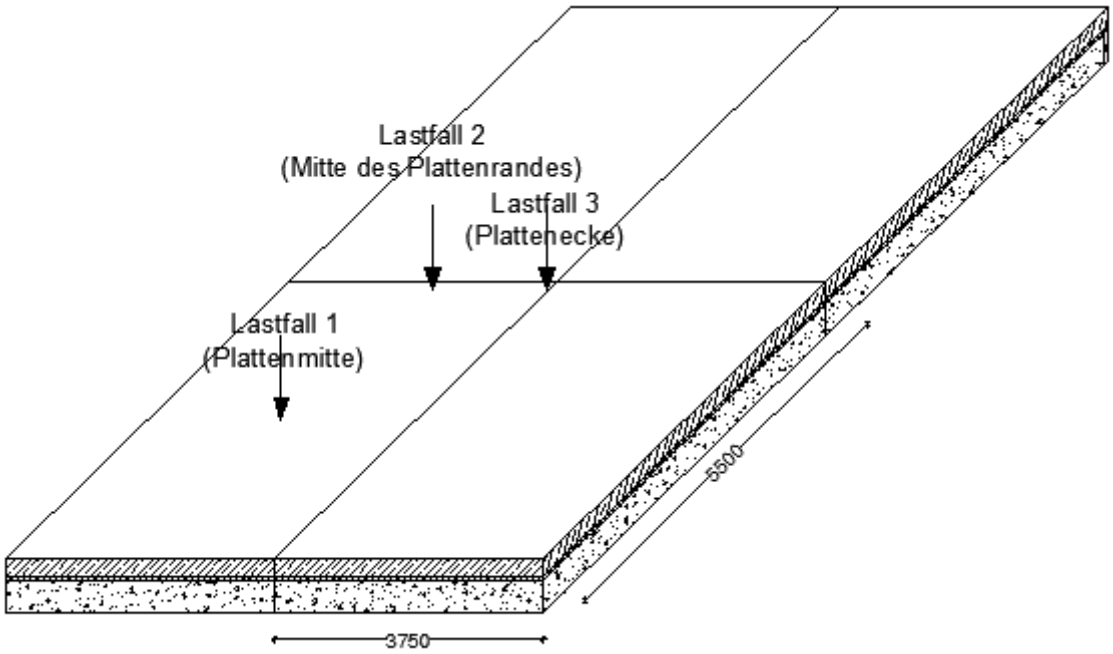

Abbildung 28: Plattenmodell 2 mit Abmessungen 3,75 x 5,5 x 0,25 m

Die Ergebnisse der FE- Analyse sind in Abbildung 30 bis Abbildung 40 zu sehen.

Deformationen und Spannungen in den Platten

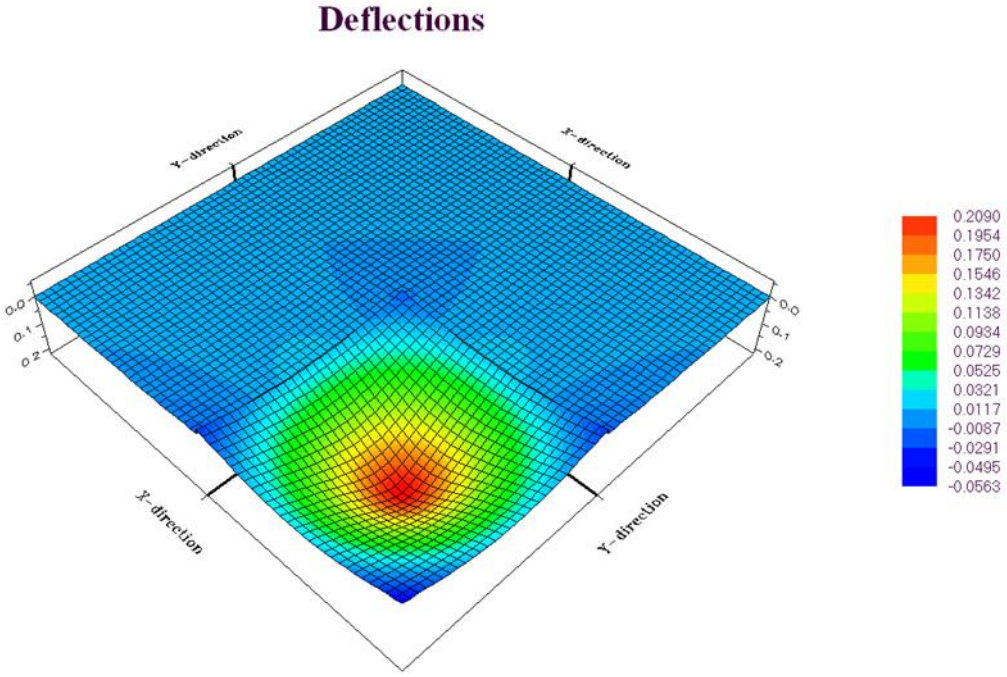

Abbildung 29: Deformationen infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m

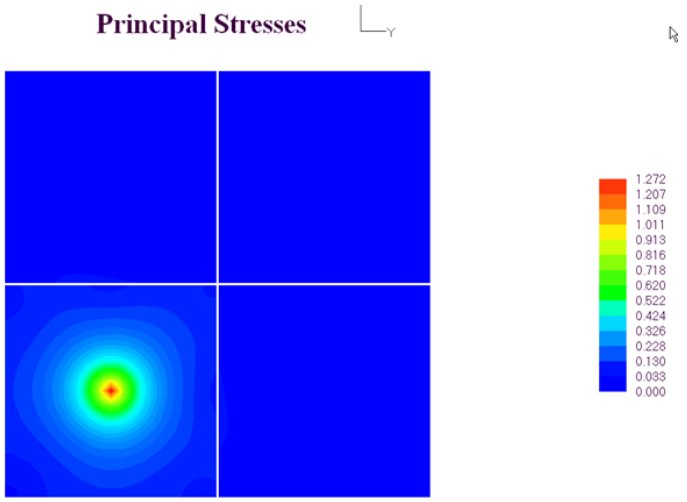

Abbildung 30: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m

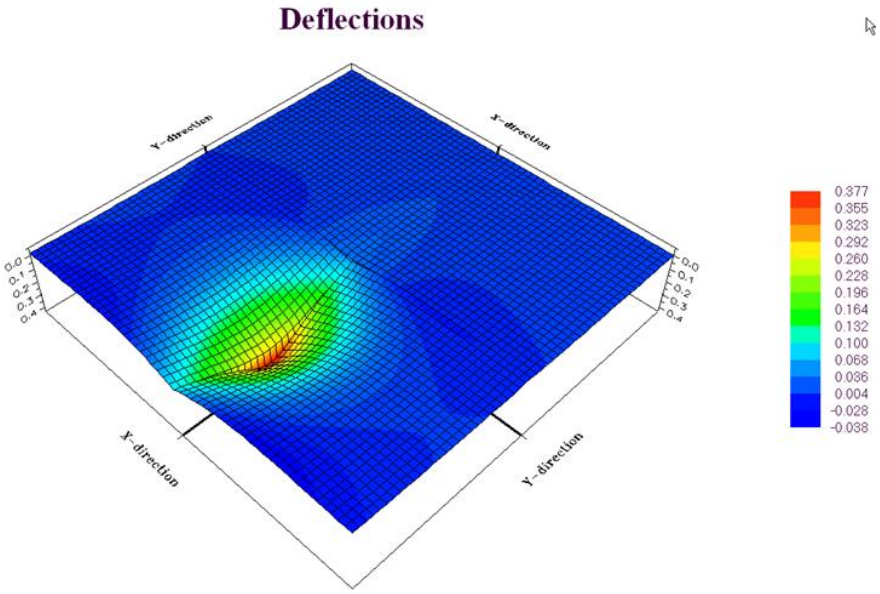

Abbildung 31: Deformationen infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m

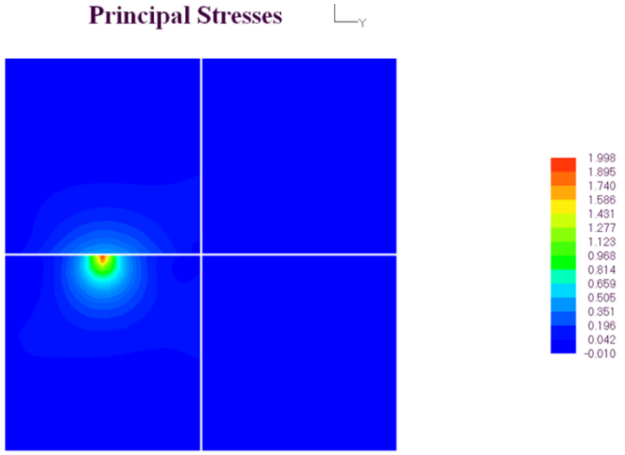

Abbildung 32: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m

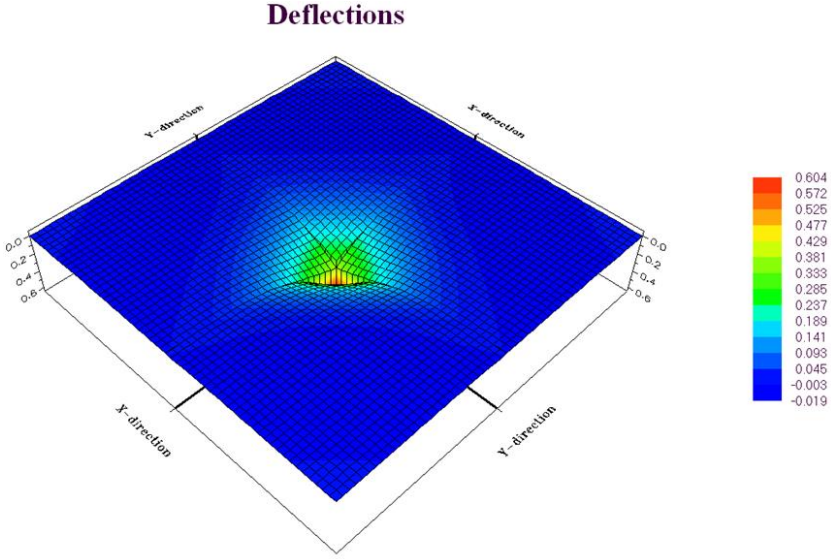

Abbildung 33: Deformationen infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m

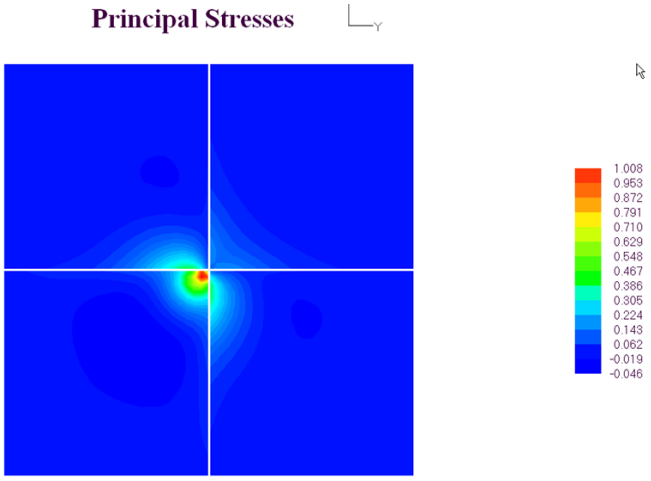

Abbildung 34: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m

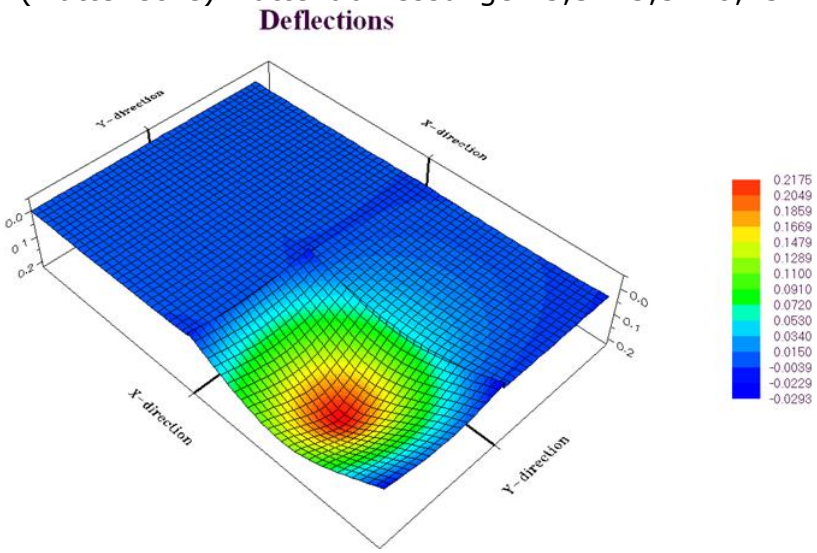

Abbildung 35: Deformationen infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m

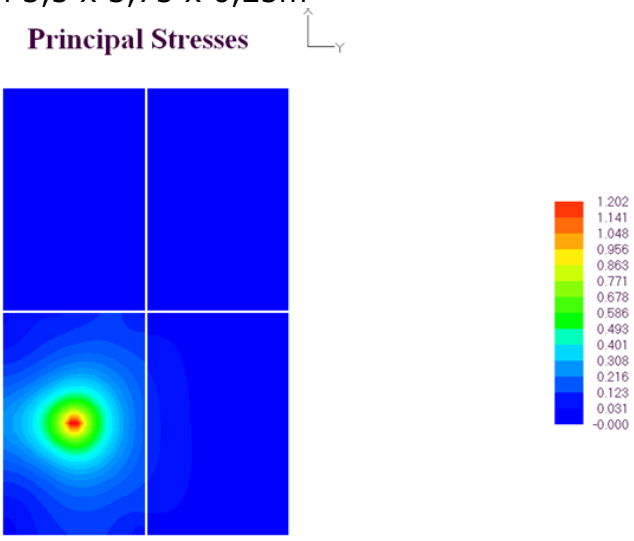

Abbildung 36: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m

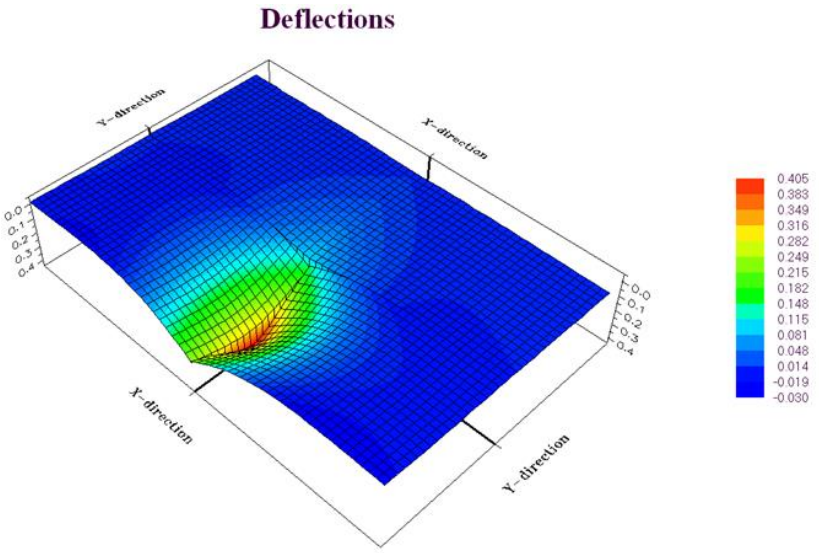

Abbildung 37: Deformationen infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x3,75 x 0,25m

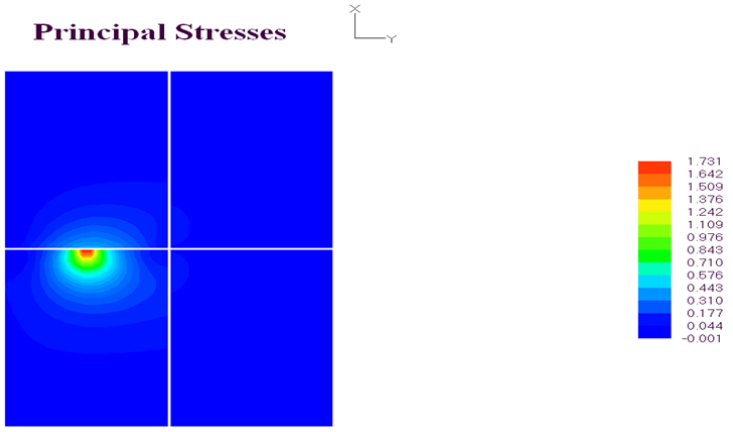

Abbildung 38: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m

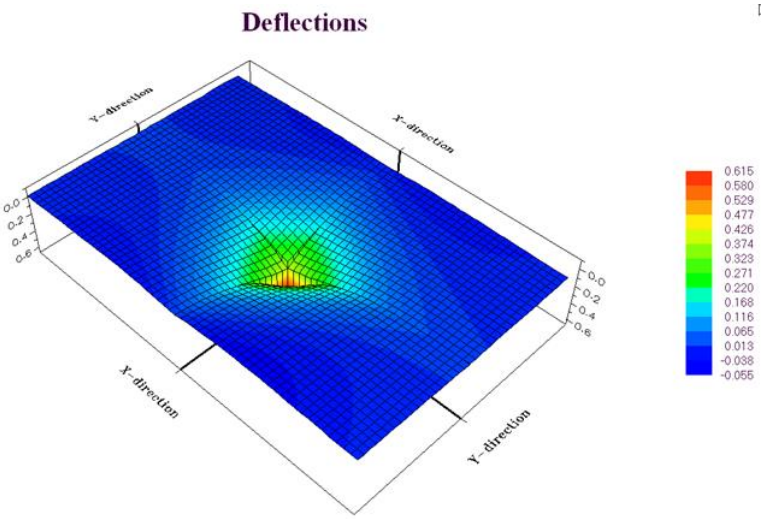

Abbildung 39: Deformationen infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m

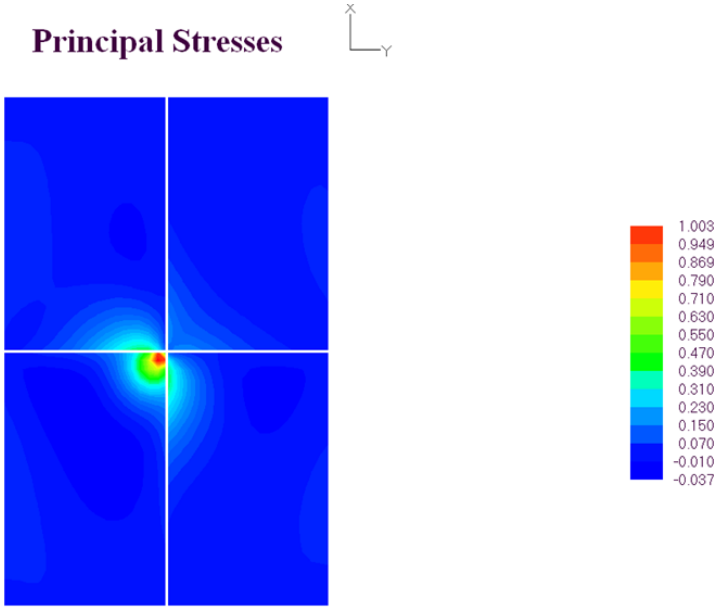

Abbildung 40: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m

Die Temperaturspannungen werden nach der Theorie von *Eisenmann* [1] berechnet. Die Gleichungen sind im Kapitel 5.2 angegeben.

Im Folgenden sind die maximalen Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung zusammengefasst. Die größten Spannungen entstehen in der Mitte des Plattenrandes. Die Spannungen an Plattenecke sind klein und deswegen sind nicht maßgebend und werden vernachlässigt.

Plattenab-messungen	Seite	σw- temp. Wölbspannung	σp- Oberspann-ungen	Biegezug-festigkeit fct	Zugfestigkeit fctm
		N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
Platte 5,5x5,5	Plattenmitte	1,5398	1,1612	5,5	2,75
	Mitte des Plattenrandes	1,3088	1,8634	5,5	2,75
	Plattenecke		0,9727	5,5	2,75
Platte 5,5x3,75	Plattenmitte	1,9247	1,1763	5,5	2,75
	Mitte des Plattenrandes	0,8305	1,8962	5,5	2,75
	Plattenecke		0,9686	5,5	2,75

Tabelle 2: Spannungen und Festigkeiten

Die nächste Tabelle zeigt die berechnete Anzahl an Lastwechseln. Diese Anzahl ist mittels fünf der in Kapitel 4.1 beschreibenen Ermüdungskriterien für unbewehrte Betondecken ermittelt: das Ermüdungskriterium von *Smith*, das in der österreichischen Dimensionierungsmethode angewandt wird (Kapitel 4.1.8),

die holländische (*Crow*- siehe Kapitel 4.1.16) und schwedische (*Tepfers*- siehe Kapitel 4.1.9) Ermüdungskriterien, die Ermüdungsgleichung aus der RDO (siehe Kapitel 4.1.17) und die Ermüdungsgleichung von *Cornelissen* (siehe Kapitel 4.1.11).

Ermüdungs-kriterium	N_{zul} Platte 5,5x 5,5x 0,25		N_{zul} Platte 5,5x 3,75x 0,25	
	Plattenmitte	Mitte des Plattenrandes	Plattenmitte	Mitte des Plattenrandes
Smith	6,15E+08	3,46E+06	9,94E+07	2,28E+07
Crow	1,73E+08	3,75E+06	3,57E+07	1,85E+07
Tepfers	1,91E+17	3,30E+10	6,12E+16	3,85E+10
RDO	1,26E+23	6,49E+17	2,82E+18	5,41E+22
Cornelissen	1,76E+10	2,02E+06	3,60E+10	4,44E+05

Tabelle 3: Vergleich von Ermüdungskriterien

Dabei lässt sich deutlich erkennen, dass die verschiedenen Modelle bei gleichem Spannungsverhältnis unterschiedliche zu erwartende Lastzyklen ermitteln. Die berechneten mit dem Kriterium von *Smith*, *Crow* und *Cornelissen* ertragbaren Lastzyklen haben ungefähr der gleichen Größenordnung.

In Anbetracht dessen, dass eine quadratische und eine schmale Platte untersucht werden und dass die Platte in drei Lastfälle belastet wurde, kann man zusammenfassen, dass die größten Spannungen an der Mitte des Plattenrandes auftreten und dass diese Lastposition maßgebend für Ermittlung der ertragbaren Lastzyklen infolge Ermüdung ist.

5. Einflüsse auf die rechnerische Dimensionierung- Allgemein

5.1 Verkehrslastspannungen

Die spannungserzeugenden Kräfte infolge Verkehrslasten sind Vertikal- und Horizontalkräfte. Die vertikalen Kräfte verursachen im wesentlichen Druck- und Biegespannungen. Horizontalkräfte wirken parallel zur Betonplattenoberfläche und sind bei der praktischen Bemessung von Betonplatten ohne Bedeutung. Die Biegezugspannungen sind von größter Bedeutung. Je nach Radlaststellung und Plattenlagerung können Zugspannungen an der Ober- und Unterseite entstehen. Diese können analytisch mit Hilfe der Plattentheorie oder numerische (z.B. mit Finite Elemente Methoden) bestimmt werden. Da in den meisten Bemessungsmethoden analytische Lösungen implementiert sind, wird im Folgenden nur auf die Plattentheorie eingegangen.

5.1.1 Plattentheorie

Um die Spannungen und die Verformungen aus Verkehrslasteinwirkung berechnen zu können, wird das System „Platte auf elastischer Unterlage" benutzt. Die Eigenschaften des Untergrundes werden durch den Bettungsmodul beschrieben.

In der Festigkeitslehre sind die Platten als Körper definiert, die

- eine Mittelebene besitzen
- die Plattendicke gegenüber den Abmessungen der Platte in ihrer Mittelebene klein ist,
- die Lasten keine Komponente parallel zu dieser Mittelebene haben. [23]

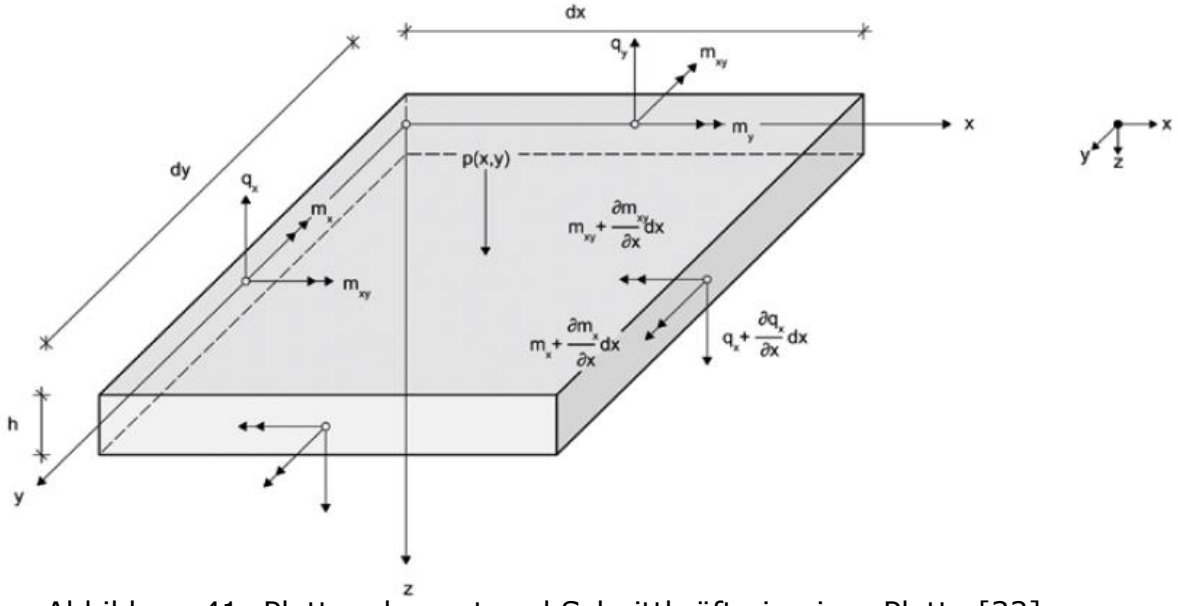

Abbildung 41: Plattenelement und Schnittkräfte in einer Platte [32]

In Abbildung 41 ist ein Plattenelement gezeigt. Die längs seiner (waagrechten) Ränder $d_x.h$ und $d_y.h$ angreifenden Spannungen σ_x, τ_{xy} und σ_y, τ_{yx} lassen sich ebenso wie die Spannung im gebogenen und tordierten Stab zu Momenten zusammenfassen:

$$m_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_{xz}.dz\,; \qquad (45) \qquad m_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_{yz}.dz\,; \qquad (46)$$

$$m_{xy} = m_{yx} = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xyz}.dz \qquad (47)$$

m_x, m_y – Biegemomente; m_{xy}- Torsionsmoment

$$q_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xz}.dz\,; \qquad (48) \qquad q_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{yz}.dz\,; \qquad (49)$$

q_x , q_y- Querkräfte, τ_{xy} , τ_{yx} - Schubspannungen

Zwischen diesen Schnittkräften und der Belastung p.dx. dy bestehen folgende Gleichgewichtsbedingungen:

Lotrechte Kräfte: $$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + p = 0 \qquad (50)$$

Momente in der x-z- Ebene: $$\frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} + q_x = 0 \qquad (51)$$

Momente in der y-z Ebene: $$\frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} + q_y = 0 \qquad (52)$$

Querkräfte, ausgedrückt durch die Biege- und Torsionsmomente:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -p \qquad (53)$$

3 Momenten und 2 Querkräften müssen bestimmt werden, es sind jedoch nur 3 Gleichgewichtsbedingungen vrohanden (Gleichung 50, 51 und 52). Es ist deshalb nötig, auch die Formänderungen der Platte einzubeziehen. Unter der Voraussetzung, dass

- die Stauchung w der Platte in Richtung der Plattendicke keine Rolle spielt, es ist also w unabhängig von z,
- jede Normale auf die Plattenmittelebene bei der Formänderung gerade bleibt und auch auf die verborgene Mittelfläche (der „Biegefläche “) wieder senkrecht steht, (Bernoulli Hypothese)

– die Normalspannung σ_z in Richtung der Plattendicke vernachlässigt werden kann [23], erhält man aus den Dehnungen (Verzerrungen) ε_x, ε_y und ε_{xy} durch Einsetzen in das Hooke ‘sche Gesetz mit $\sigma_z = 0$ die Spannungen (ebener Spannungszustand):

$$\sigma_x = \frac{E_z}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \quad (54); \quad \sigma_y = \frac{E_z}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \quad (55)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_z}{1-\mu^2}\cdot\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (56)$$

Wie Gleichungen 54 bis 56 zeigen, sind die Biege- und Torsionsspannungen linear über die Plattendicke verteilt und in der Mittelebene gleich Null.

Wenn die Spannungen nach Gleichungen 54 bis 56 in die Definitionsgleichungen der Momente nach Gleichung 45 bis 47 eingesetzt werden, dann kann man die Integration nach z ausfuhren und erhält:

$$m_x = -D\left(\frac{\partial w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \quad (57); \quad m_y = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \quad (58)$$

$$m_{xy} = -D.(1-\mu).\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (59)$$

Die Größe $D = E.h^3/12.(1-\mu^2)$ wird als Biegesteifigkeit der Platte bezeichnet. Sie ist das Gegenstück zur Biegesteifigkeit EI des Balkens.

$$q_x = -D\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \quad (60); \quad q_y = -D\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \quad (61)$$

Daraus ergibt sich die Differentialgleichung der Plattenbiegung:

$$\Delta\Delta w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial x^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p-q}{D} \quad (62)$$

w-Unbekannte, q- Sohldruckverteilung

Damit die Boden- oder Sohlpressungsverteilung unter der Betondecke bestimmt werden können, müssen Deformationsbedingungen herangezogen werden. Zur Anwendung kommt das Bettungsmodulverfahren. Von der Identität der Biegelinie der Betonplatte und der Setzungsmulde des Bodens wird ausgegangen:

$$q = k.w \quad (63)$$

d.h. es wird die Proportionalität des Sohldruckes q an einer bestimmten Stelle x, y und der Einsenkung w an der gleichen Stelle vorausgesetzt. Dieser Bettungsmodul- Ansatz k=q/w an jeder Stelle x, y entspricht einem Bodenmodell, das aus voneinander unabhängigen Federn gleicher Kraft - Weg - Charakteristik besteht. Dann ist die Proportionalität zwischen Sohldruck q und der Einsenkung w gegeben. Das bedeutet, dass z.B. unter einem gleichmäßig belasteten, schlaffen Fundament eine rechteckig begrenzte Setzungsmulde auftreten würde. Dies ist in Wirklichkeit nicht der Fall. [23]

5.1.2 Modifizierte Formel nach Westergaard

Damit die Formel abgeleitet werden kann, werden folgende Voraussetzungen gemacht:

- Belastung einer elastischen Platte mit kreisrunden Einzelradlasten für die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke
- Die Betondecke ist freiliegend und reibungsfrei auf Federn gelagert ohne Möglichkeit der Schubübertragung

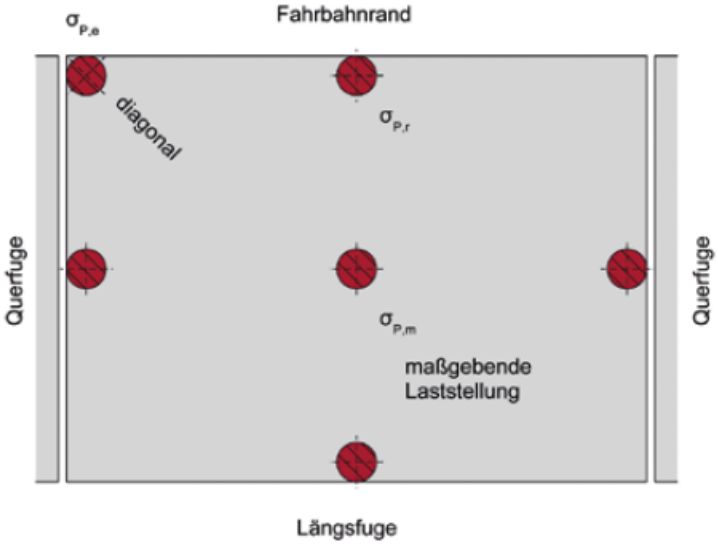

Abbildung 42: Maßgebliche Lastfalle für Verkehrslastspannungen beim Berechnungsverfahren nach *Westergaard* [1] [32]

Lastfall Plattenmitte (kreisrunde Belastungsfläche):

$$\sigma_{P,m} = \frac{3P.(1+\mu)}{2\pi h^2}\left\{\ln\left(\frac{l}{a}\right)+0{,}5-e\right\} \tag{64}$$

$$w = \frac{P}{8kl^2}\left[1+\frac{1}{2\pi}\left\{\ln\left(\frac{a}{2l}\right)+e-1{,}25\right\}\left(\frac{a}{l}\right)^2\right] \tag{65}$$

Lastfall freier Plattenquer- bzw. –längsrand (kreisrunde Belastungsfläche):

$$\sigma_{P,r} = \frac{3.(1+\mu)P}{\pi(3+\mu)h^2}\left\{\ln\left(\frac{E_B h^3}{100ka^4}\right)+1{,}84-\frac{4}{3}\mu+\frac{1-\mu}{2}+1{,}18(1+2\mu)\frac{a}{l}\right\} \qquad (66)$$

Lastfall Plattenecke (kreisrunde Belastungsfläche):

$$\sigma_{P,e} = \frac{3P}{h^2}\left\{1-\left(\frac{a_1}{1}\right)^{0,6}\right\} \qquad (67)$$

$$w = \frac{P}{kl^2}\left\{1{,}1-0{,}88.\left(\frac{a_1}{1}\right)\right\} \qquad (68)$$

Abstand der Plattenecke zur maximalen Spannung: $x_1 = 2\sqrt{a_1 l}$ (69)

Wobei σ- Biegezugspannungen [N/mm²]
w- Einsenkung [mm]
P- Einzelradlast [N]
p- Kontaktdruck [N/mm²]

$a = \sqrt{\frac{P}{\pi.p}}$ - Radius der kreisrunden Belastungsfläche

E_B- E-Modul des Betons [N/mm²]
μ- Querdehnzahl
h- Dicke der Betondecke [mm]
k- Bettungsmodul [N/mm3]

$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12.(1-\mu^2)k}}$ Radius der Biegesteifigkeit der Platte

e- Euler-Konstante (=0,5772156649)

$a_1 = a\sqrt{2}$ - Abstand der Plattenecke zum Mittelpunkt der Einzelradlast [mm]

x_1- Abstand der Plattenecke zur maximalen Spannung [mm]

5.1.3 Maßgeblicher Bettungsmodul

Eisenmann [1] vereinfachte die Äquivalenztheorie von *Odemark* [1] sowie das Verfahren von *Westergaard*. Das Rechenverfahren für mehrschichtig aufgebaute Tragsysteme erfasst sowohl die mittragende Wirkung der Tragschicht als auch den Einfluss einer Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der gebundenen Tragschicht. Gültig ist folgende Gleichung:

$$k = \frac{E_u}{\left(h_B^*\right)^2 \left[\frac{1}{h^*} - \frac{h_T}{h_T^*}\left(\frac{1}{h^*} - \frac{1}{h_B^*}\right)\right]} \qquad (70)$$

k- Bettungsmodul [N/mm^3]
E_U- E-Modul des Untergrundes [N/mm^2]
h, h_B^*, h_T^*- Ersatzschichtdicken [mm]
h_t- Schichtdicke der Tragschichte [mm]

$$h_B^* = 0{,}83 h_B . \sqrt[3]{\frac{E_B}{E_U}} \qquad (71)\ ;\ h_T^* = c.h_T . \sqrt[3]{\frac{E_T}{E_U}} \qquad (72)$$

$$h^* = h_B^* + h_T^* \qquad (73)$$

h_B- Schichtstarke der Betondecke [mm]
h_t- Schichtstarke der Tragschichte [mm]
E_B- E-Modul des Betons [N/mm2]
E_T- E-Modul der Tragschichte [N/mm2]
E_U- E-Modul des Untergrundes [N/mm2]
c- 0,83 bei hydraulisch gebundenen Tragschichten
0,90 bei ungebundenen Tragschichten

5.2 Belastung infolge ungleichmäßiger Temperatur- und Feuchteverteilung

Die Betondecken werden durch sehr verschiedene Klimabedingungen beeinflusst. Zu berücksichtigen sind nicht nur die Verkehrsbelastungen, sondern auch die Temperaturänderungen. Die Temperaturänderungen bei Betondecken sind mit Volumenänderungen verbunden. Positive oder negative Temperaturgradiente treten auf. Die Temperaturverteilung im Fahrbahnquerschnitt hat einen ungleichmäßigen, nicht konstanten Kurvenverlauf.

Die Spannungen und Verformungen in einer Betonfahrbahn nehmen mit der Temperaturdifferenz ΔT zwischen der im Beton herrschenden Temperatur T und der Nullspannungstemperatur T_N zu. Wenn die aktuelle Temperatur in der Betonplatte die Nullspannungstemperatur übersteigt, kommt es zu einer Volumenzunahme. Bei Temperaturen unterhalb der jeweiligen Nullspannungstemperatur kommt es zu einer Volumenabnahme in der Betondecke (siehe Abbildung 43). Die Erhärtungsphase beim Herstellungsprozess ist grundsätzlich konstant, aber auch positive oder negative Gradienten im Verlauf der Nullspannungstemperatur können sich einstellen. Temperaturgradienten in Betonplatten haben somit in Abhängigkeit vom Verlauf der Nullspannungstemperatur eine bestimmte Spannungsverteilung zur Folge,

welche auf Grundlage der Elastizitatstheorie wiederum in Längs-, Biege- und Eigenspannungen zerlegt werden kann. Temperaturbedingte Spannungen sind grundsätzlich mit der Verkehrslastspannung zu überlagern. Treten diese Spannungen als Zugspannungen auf, können diese bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons Rissbildung verursachen. [32]

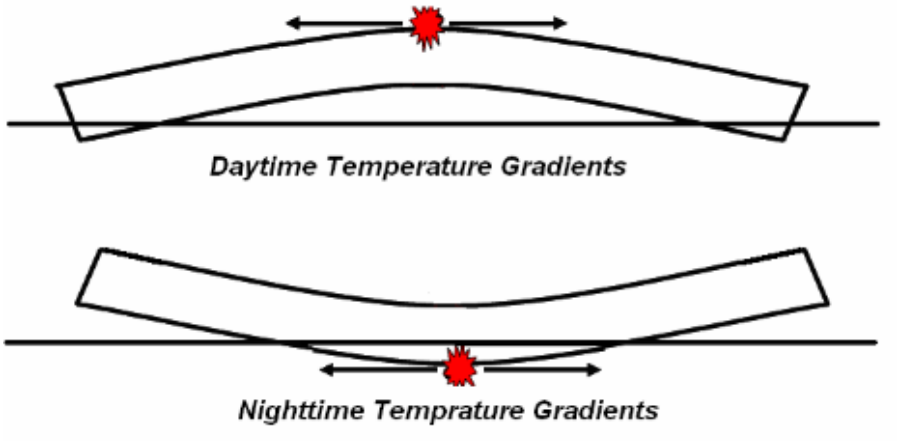

Abbildung 43: Auswirkung der Temperatur [33]

Die Unterteilung von Betondecken in Platten durch Sollbruchstellen (Scheinfugen) führt zur Vermeidung von unkontrollierter Rissbildung.

- Wölbspannungen

Schon in den ersten Wochen nach dem Betonieren kann infolge ungleichmäßigen Schwindens durch Austrocknen von oben, ein konkaves Aufwölben der Einzelplatte entstehen (Abbildung 44 und Abbildung 45). Dieses wird bei Behinderung des Wasserabflüsses unterhalb der Decke begünstigt. Infolge der wechselnden Temperatur- und Feuchteverhältnisse nimmt die Betondecke danach ständig wechselnde Formen an. Dünne Asphaltschichten (Asphaltzwischenschichten) haften an der Decke und schließen sich den Plattenbewegungen an. Die Verformungen führen zu Momenten bzw. Spannungen infolge Eigengewicht.

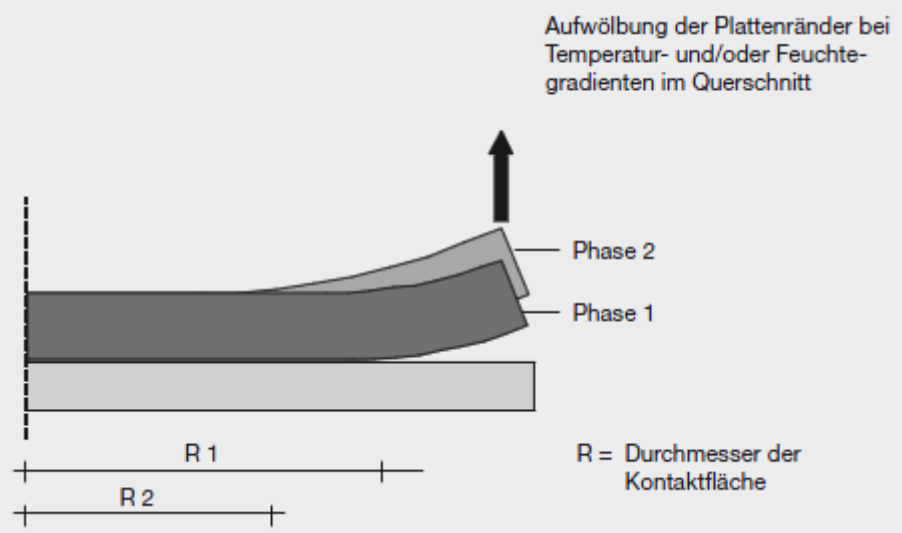

Abbildung 44: Aufwölben der Plattenränder [2]

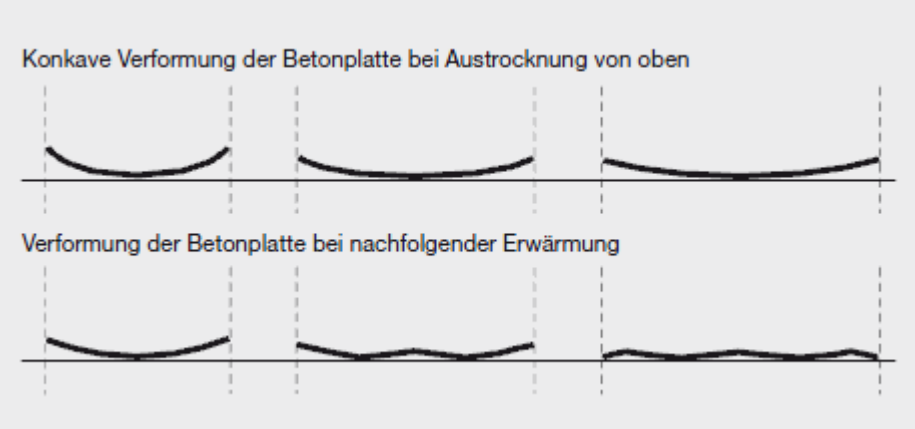

Abbildung 45: Konkave Verformung bei Austrocknung (Schwinden) von oben sowie Verformung bei nachfolgender Erwärmung (nach RDO Beton) [2]

Infolge dieser Erwärmung von oben ergibt sich eine Biegezugbeanspruchung in der Betonplatte, welche wird als konstante Unterspannung bei der Ermittlung der zulässigen Lastwechseln bzw. der zulässigen Verkehrsbelastung bei vorgegebener Nutzungsdauer berücksichtigt wird. Mit zunehmender Temperaturgradiente ergibt sich dadurch eine Abminderung der aufnehmbaren Verkehrsbeanspruchung. Von entscheidender Bedeutung ist der möglichst realistische Ansatz der tatsachlichen Temperaturgradiente (Gleichung 74) speziell bei der Bemessung von hoch belasteten Betondecken.

$$\Delta T = \frac{T_0 - T_u}{h} \tag{74}$$

ΔT- Temperaturgradient [K/mm]
T_0- Temperatur an der Plattenoberseite [°C]
T_u- Temperatur an der Plattenunterseite [°C]
h- Plattendicke [mm]

Der Temperaturgradient kann für 20 bis 22 cm dicke Betondecken Werte zwischen 0,09 K/mm (Maximum) und -0,035 K/mm (Minimum) annehmen [1]. Die Wölbspannungen infolge einer Abkühlung von oben sind somit rund 60 % kleiner als im Falle der Erwärmung von oben. Für das Langzeitverhalten und die Bemessung ist damit der Beanspruchungsfall ungleichmäßige Erwärmung von oben maßgebend.

Nach [1] ergeben sich für die maßgebliche Temperaturgradiente unterschiedliche Wölbspannungen, die von der Plattenlange und der Plattengeometrie abhängen. 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. Die Formel für die Ermittlung der kritische Plattenlänge ist folgende: [1]

$$l_{kritt} = C.h.\sqrt{\alpha.\Delta T.E_B}\ [mm] \qquad (75)$$

C- 200 für eine schmale Platte
(L/B> 1,2 oder L/B<0,8) und 228 für eine quadratische Platte (0,8 ≤ L/B ≤ 1,2)
h- Plattendicke [mm]
$\alpha = 1.10^{-7}$ Wärmedehnzahl [1/K]
ΔT- Temperaturgradient [K/mm]
E_B- Elastizitätsmodul von Beton [N/mm]

Die Auflagerbreite C der Platte wird unter Berücksichtigung der Verdrehung der Plattenenden und der Steifigkeit des Untergrundes am Auflager ermittelt aus Gleichung 76:

$$C = 4{,}5\sqrt{\frac{h}{k\Delta T}} \quad \text{für } C << L \qquad (76)$$

k- Bettungsmodul [N/mm3]

Die tatsachliche Spannweite L` ist immer kleiner als die Plattenlange L:

$$L' = L - \frac{2}{3}C \qquad (77)$$

Bei einer Plattenlänge L` größer als 1,1 $l_{krit}$ in dem in der Mitte aufliegenden, nicht gekrümmten Abschnitt kommt es zur Ausbildung einer ungestörten Wölbspannung $\sigma_w$. Die Biegezugspannung $\sigma_w$' erhöht sich um 20 % bei einer Plattenlange L`= l_{krit}. Ebenso ist bei einer Auflagerlänge kleiner 0,9.l_{krit} nur eine reduzierte Wölbspannung σ_w`` in Rechnung zu stellen.

Bei L`> 1,1 l_{krit} kann sich die auftretende ungestörte Wölbspannung σ_w aus Gleichung 78 berechnet werden (siehe Abbildung 46):

$$\sigma_w = \frac{1}{1-\mu}.\frac{h.\Delta T}{2}.\alpha.E_B \qquad (78)$$

μ- Querdehnungszahl von Beton [-]
h- Plattendicke [mm]
α- Wärmedehnzahl [1/K]
ΔT- Temperaturgradient [K/mm
E_B- Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²]

Die in der Mitte der Platte auftretende gestörte Wölbspannung σ_w` bei L` = l_{krit} ergeben sich zu

$$\sigma_w` = 1{,}2.\ \sigma_w \qquad (79)$$

während die bei L` < 0,9 l_{krit} anzusetzende reduzierte Wölbspannung σ_w`` mit Hilfe von

$$\sigma''_w = (\frac{L'}{0{,}9.l_{kritt}}).\sigma_w \qquad (80)$$

bestimmte werden können.

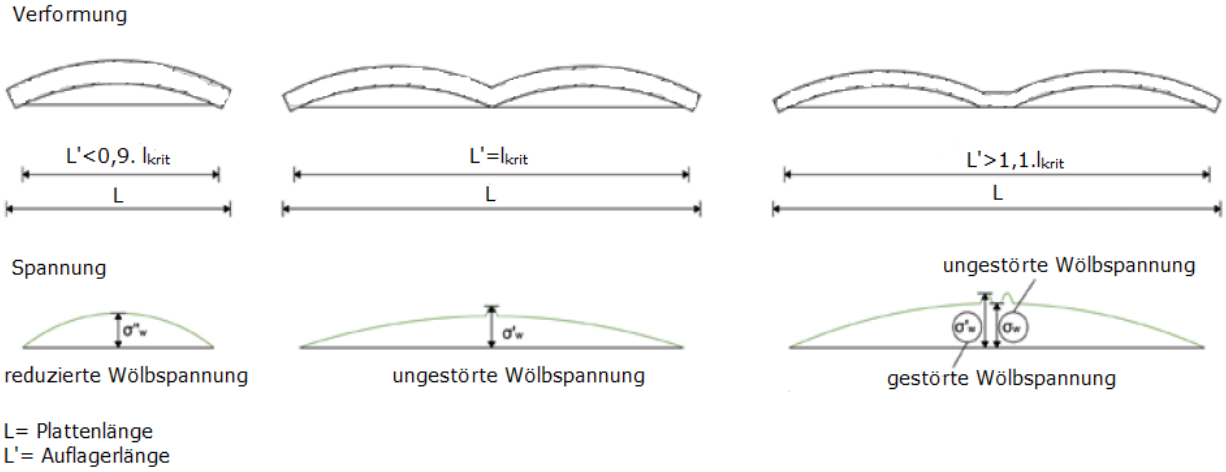

Abbildung 46: Verformung und zugehörige Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite [32]

Wenn die Plattenlänge L durch die Plattenbreite B und die Auflagerlänge L` in Längsrichtung durch die Auflagerbreite B` ersetzt werden, dann können im Bereich der Plattenmitte die maximalen auftretenden Wölbspannungen in Plattenquerrichtung berechnet werden.

Aufgrund des vorhandenen einaxialen Spannungszustandes in der Mitte der Plattenränder können diese Werte für die Längs- und Querrichtung näherungsweise um 15 % abgemindert werden. Zur Ermittlung der

Wölbspannungen außerhalb der Plattenmitte an den Plattenrändern sind des Weiteren folgende Reduktionsfaktoren R anzusetzen:

Längsrand (Längsfuge): Querrand (Querfuge):

$$R = \frac{4.x.(L'-x)}{L'^2} \quad (81) \qquad R = \frac{4.y.(B'-x)}{W^2} \quad (82)$$

L- Auflagerlänge (Spannweite) in Längsrichtung [mm]
x- Abstand des Betrachtungspunktes am Längsrand zum nächsten Querrand abzüglich 1/3 der Auflagerbreite C
B‘- Auflagerlange (Spannweite) in Querrichtung [mm]
y- Abstand des Betrachtungspunktes am Querrand zum nächsten Längsrand abzüglich 1/3 der Auflagerbreite C

Aus den Gleichungen ergibt sich zur Reduktion der Wölbspannungen die Forderung, unbewehrte Platten für Betonfahrbahnen nicht länger als das 25-fache ihrer Dicke zu bauen. Durch die Begrenzung der Plattenlänge wird das Aufliegen der Platte im mittleren Bereich vermieden und die damit verbundenen Spannungen werden wesentlich reduziert.

5.3 Material- und Schichtkenngröße

Eine Trennung zwischen der Tragschichte und der Betondecken gewährleistet eine Bewegung zwischen beiden Schichten. Aus diesem Grund sind nur Bauweisen auf Schottertragschicht, auf Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel und Vliesstoffzwischenlage sowie auf Asphaltschicht üblich. Damit die Auflagerungsfläche der Betondecke bei Verformung möglichst groß ist, sollte die Unterlage nicht zu steif sein (siehe Abbildung 47).

5.3.1 Unterbauplanum

Die Funktionstüchtigkeit des Oberbaus hängt vom Unterbauplanum ab, deshalb muss der Untergrund profilgerecht und eben hergestellt sein, eine ausreichende Tragfähigkeit und Verdichtung aufweisen sowie filterstabil und erosionsstabil sein. Wenn diese Eigenschaften nicht erfüllt werden können, muss der Unterbau bzw. Untergrund verbessert, stabilisiert oder durch eine Bodenauswechslung ersetzt werden. Aus Entwässerungsgründen wird am Unterbauplanum eine Mindestneigung des Querschnitts angeordnet.

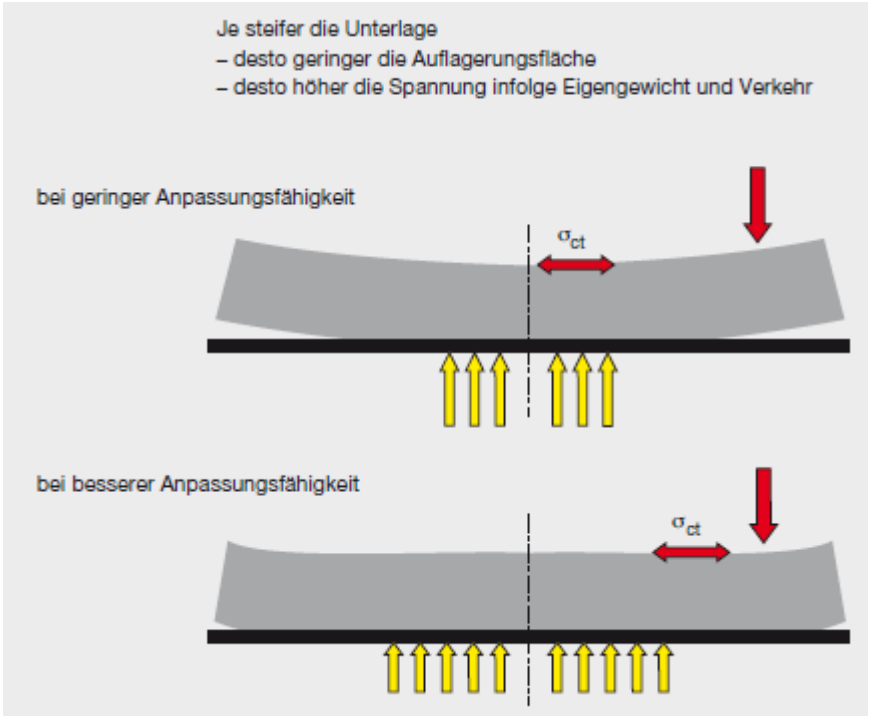

Abbildung 47: Eigenschaften der Unterlage [2]

5.3.2 Ungebundene Tragschichten

Ungebundene Tragschichten werden unter Betondecken angeordnet. Sie müssen nur auf einem ausreichend verdichteten und tragfähigen Untergrund bzw. Unterbau eingebaut werden. Es gibt Anforderungen an die Gesteinskörnungen, welche in Österreich in der RVS 08.15.01 Ungebundene Tragschichten [34] und für Deutschland in Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau (TL Gestein-StB) [35] und in den „Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau" (TL SoB-StB) [36] geregelt sind.

Anforderungen an die ungebundenen Tragschichten sind:

- Frostsicherheit
- Tragfähigkeit und Verdichtung
- Entwässerung und Durchlässigkeit

5.3.3 Gebundene Tragschichten/ Stabilisierte Tragschichten

Stabilisierte Tragschichten bestehen aus Gesteinskörnungen und Bindemittel und sind beim optimalen Wassergehalt einzubauen. Die Anordnung einer stabilisierten Tragschicht bei Betondecken wirkt positiv auf die Bettungsverhältnisse, die für die Gebrauchsdauer wesentlich sind.

In Abhängigkeit von den verwendeten Bindemitteln sind folgende Arten von stabilisierten Tragschichten zu unterscheiden:

- mit Zement stabilisierte Tragschichten (ST-Z)
- mit Tragschichtbinder stabilisierte Tragschichten (ST-T)
- mit Bitumen stabilisierte Tragschichten (ST-B)
- mit Bitumen und Zement stabilisierte Tragschichten (ST-BZ)

Maßgeblich für die Anforderungen an die Ausgangsstoffe, die Mischung und die eingebaute Schicht sind die österreichische Richtlinie RVS 08.16.01 Anforderungen an Asphaltschichten [37] und die deutsche Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB) [38] und Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB) [39].

5.3.4 Bituminöse Tragschichten

Bituminöse Tragschichten werden zwischen der Betondecke und der Unterlage angeordnet. Mit dieser Schicht können die Erosionserscheinungen in den Fugenbereichen vermieden werden, wodurch die Tragfähigkeit und die Gebrauchsdauer positiv beeinflusst werden können. Der Baustellenverkehr und der Betondeckenfertiger können schadlos über die bituminöse Tragschichte überfahren. Diese Schichte gewährleistet eine gute Ebenheit und mechanische Unempfindlichkeit.

5.3.5 Beton auf Fahrbahndecken

Die Gründe für die hohen Anforderungen an Fahrbahnbeton sind hohe Verkehrsbeanspruchungen, Hitze, Frost und Tausalz sowie den sich ständig ändernden Temperatur- und Feuchtegradienten in der Betondecke.

Maßgebliche Frischbetoneigenschaften sind:

- hohe Gleichmäßigkeit
- gute Verarbeitbarkeit
- ausreichende Verarbeitbarkeitszeit
- ausreichende Grundstandfestigkeit beim Einsatz von Gleitschalungsfertigern

Vom Festbeton und der fertigen Fahrbahndecke werden gefordert:

- hohe Druck- und Biegezugfestigkeit (Verformungsstabilität)
- hoher Verschleißwiderstand
- hoher Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand

- günstige Oberflächeneigenschaften hinsichtlich Ebenheit, Griffigkeit, Reifen-Fahrbahn-Geräusch, Farbe und Lichtreflexion sowie Ableitung des Oberflächenwassers

Maßgebend für die Bemessung von Betondecken ist die Biegezugfestigkeit f_{ct}(BZ). Die Zugfestigkeit ist um eine Zehnerpotenz kleiner als die Druckfestigkeit f_c. Die Eigenschaften des Zementsteins, des Zuschlags und der Haftung zwischen Zuschlag und Zementstein bestimmen die Zugfestigkeit. Sie nimmt mit wachsendem W/Z-Wert ab, jedoch nicht so stark wie die Druckfestigkeit. Die Haftung und Verzahnung ist bei Zuschlag aus gebrochener Gesteinskörnung mit rauer Oberfläche besser als bei ungebrochener Gesteinskörnung und kann bei gleicher Druckfestigkeit zur Zunahme der Zugfestigkeit um 10 bis 20 % fuhren [40]. Die Biegezugfestigkeit hängt von der Deckendicke, Belastungsgeschwindigkeit, Alter und Erhärtungsbedingungen ab. Sie nimmt mit zunehmender Betondicke ab und mit fortschreitender Erhärtung und Betonalter zu.

Nach der Art und Beanspruchung und dem Prüfverfahren wird zwischen dem Biegezug f_{ct}(BZ), der Spaltzug- f_{ct}(SP) und der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct}(ZZ) unterschieden. An Betone für Fahrbahndecken werden in der Regel Anforderungen an die Biegezug- oder die Spaltzugfestigkeit gestellt [32].

6. Vergleich zwischen Dimensionierungsmethoden

6.1 Dimensionierung in Österreich

Die österreichische Dimensionierung erfolgt durch Bemessung auf die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Bei der Nachweisführung müssen unterschiedliche Beanspruchungen unter Berücksichtigung genomen werden. Es werden die größten Spannungen infolge maximalen Achs- und Radlasten sowie Temperatur berechnet. Die Lebensdauer der Betondecke hängt von der Materialermüdung ab (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit). Die erforderliche Dicke der Fahrbahn kann mit den gegebenen verkehrlichen Bedingungen berechnet werden.

- Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Schnittgrößen und Widerstandsgrößen bei der Beurteilung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit werden nach ÖNORM B 4700 mit eigenen Teilsicherheitsbeiwerten berechnet.

Folgende Bedingung muss immer erfüllt sein:

$$S_d \leq R_d \tag{83}$$

S_d- den um den Teilsicherheitsbeiwert γ_Q gemäß Tabelle 4 für Einwirkungen vergrößerten Bemessungswerten der Schrittgrößen
R_d - den um den Teilsicherheitsbeiwert γ_C gemäß Tabelle 5 verringerten Bemessungswerten des Widerstandes.

Art der Einwirkung	Auswirkung	
	günstig	ungünstig
ständig	1	1,35
veränderlich	-	1,5

Tabelle 4:Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q für die Einwirkungen bei unbewehrtem Beton [ONORM B 4700] [32]

Widerstand	Beton
Grundkombination	1,5
außergewöhnliche Kombination	1,3

Tabelle 5:Teilsicherheitsbeiwerte γ_C für den Widerstand bei unbewehrtem Beton [ONORM B 4700] [32]

Die erhaltenen Spannungen aus Verkehr und Temperaturbelastung werden mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Für die veränderlichen Verkehrslasten auf Betondecken σ_P ist somit in der Regel der Wert γ_Q von 1,5 und für die über die Tageszeit nur wenig veränderliche Temperaturbeanspruchung σ_w der Wert γ_Q von 1,35 maßgeblich [32].

- Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Das Versagen einer Oberbaukonstruktion infolge wiederholter Beanspruchung durch Verkehrslast wird beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) betrachtet. Damit die Ermüdung in realitätsnähe Form Berücksichtigung finden, sind geeignete Ermüdungskriterien notwendig. Folgende Bedingung muss immer erfüllt sein:

$$S \leq E \tag{84}$$

S- den ohne Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ermittelten Bemessungswerten der Schrittgrößen
E- den ebenfalls ohne Teilsicherheitsbeiwerte ermittelten Grenzwerten gemäß den Ermüdungsgesetzen.

6.1.1 Verkehrsbelastung

Maßgebend ist die Verkehrsbelastung durch Schwerverkehr ermittelt aus den Achslasten und der Zahl der Übergänge innerhalb des Nutzungszeitraums. Fahrzeuge des Schwerverkehrs sind alle Fahrzeuge mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 3,5 t.

Zuerst wird für alle LKW Reifen einen mittleren Kontaktdruck des Reifensinnendruck angenommen. Bei der Auswertung von Feldmessungen wurde festgestellt, dass unabhängig von der Reifentype eine Erhöhung (bzw. Reduktion) der Radlast oder des Reifeninnendrucks zu einer Veränderung der Lastfläche praktisch ausschließlich in Form der Verlängerung (oder Verkürzung) der Aufstandsfläche in der Längsachse führt. Die jeweilige Breite der Radaufstandsfläche bleibt unabhängig vom Reifentyp (Diagonal- oder Radialreifen) nahezu konstant und kann in guter Näherung für herkömmliche Reifen mit 0,25 m und für überbreite Einzelreifen, sogenannte SuperSingle, mit 0,35 m angesetzt werden. [32] Die gesuchten Abmessungen für kreisrunde (Topflast) bzw. rechteckige Lastansätze können somit aus folgenden Gleichungen abgeleitet werden:

$$a = \sqrt{\frac{Q}{P_i.\pi}} \tag{85}; \qquad l = \frac{Q}{P_i.b} \tag{86}$$

Q- Radlast
r- Radius der äquivalenten Topflast

b,l- Länge/ breite der äquivalenten
P_i- Reifeninnendruck
Rechtecklast, wobei b=0,25m (Standartreifen) bzw. 0,35m (SuperSingle)

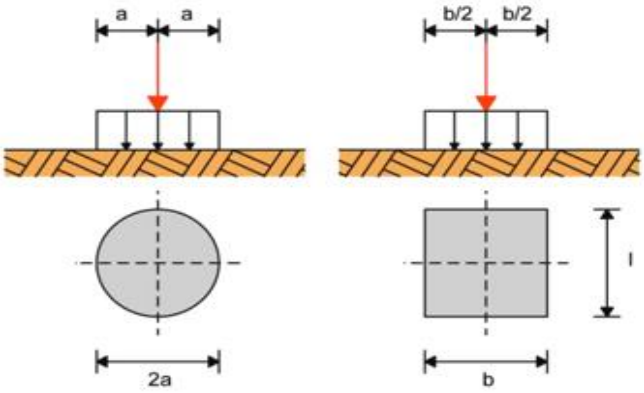

Abbildung 48: Radlast [32]

Die maßgebende Verkehrsbelastung lässt sich nach RVS 03.08.63 [31] für Österreich aus nachfolgender Beziehung ermitteln:

$$BNLW = NLW_{tägl}. R. V. S. n. z. 365 \quad (87)$$

$NLW_{tägl}$- Durchschnittlich tägliche Normallastwechsel (Übergänge der Normachslast von 100kN) für den gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe
R- Richtungsfaktor für die Aufteilung des Lastverkehrs auf die Fahrtrichtungen (0,5 bei gleichmäßiger Aufteilung des Lastverkehrs auf beide Fahrtrichtungen)
V- Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahrstreifen (V= 1,0 bei 1 bzw. 2 Richtungsfahrstreifen, V = 0,9 bei 3 oder mehr Richtungsfahrstreifen)
S- Faktor zur Berücksichtigung der Fahrspurverteilung innerhalb des Fahrstreifens gemäß den Werten der Tabelle 6

bf	<3,01)	3,00m	3,25m	3,50m	3,75m	≥4,00m
S	1,00	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70

1) gilt nur für Ortsdurchfahrten bzw. für einzelne Richtungsfahrstreifen bei seitlichen Begrenzungen. In allen anderen Fällen ist der Wert bt=3,00m anzusetzen

Tabelle 6: Fahrspurfaktor S in Abhängigkeit von der Fahrstreifenbreite bf (bei Zwischenbreiten ist die kleinere Fahrstreifenbreite maßgebend) gem. RVS 03.08.63 [32] [31]

n- Bemessungsperiode in Jahren (im Regelfall 30 Jahre für Betondecken)
z- Zuwachsfaktor unter Berücksichtigung einer jährlichen Zuwachsrate p(%)

$$z = \frac{q^n - 1}{n.(q-1)} \quad (88) \; ; \quad q = 1 + \frac{p}{100} \quad (89)$$

- bei Kenntnis des jährlich durchschnittlichen täglichen Verkehrs $JDTV_i$ der Fahrzeugkategorie i im gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe aus:

$$NLW_{tägl} = \sum_i JDTV_i . Ä_i \qquad (90)$$

$JDTV_i$- jährlich durchschnittlicher täglicher Verkehr der Fahrzeugkategorie i im gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe
$Ä_i$- mittlere Äquivalenzwert der jeweiligen Fahrzeugkategorie i gemäß Tabelle 7

Fahrzeugkategorie	Ä
LKW ohne Anhänger	0,70
LKW mit Anhänger bzw. Sattelzug	1,20
Bus	0,60
Linienbus (ÖPNV)	0,80
Liniengelenkbus (ÖPNV)	1,40

Tabelle 7: Mittlere Äquivalenzwerte für verschiedene Fahrzeugkategorien gem. RVS 03.08.063 [31]

- Wenn keine Ergebnisse aus Verkehrszählungen mit Unterscheidung der Fahrzeuge in Fahrzeugkategorien i vorliegen aus:

$$NLW_{tägl} = JDTLV_{ges} . Ä_{JDTLV} \qquad (91)$$

$JDTLV_{ges}$- jährlich durchschnittlicher täglicher Lastverkehr für den gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe: ermittelt aus Zählungen bzw. aufgrund von Abschätzung über JDTV- Wert und Lastverkehrsanteil
$Ä_{JDTLV}$- mittlerer Äquivalenzwert des JDTLV- Kollektivs für die entsprechende Straßenkategorie

Straßenkategorie	$Ä_{JDTLV}$
Autobahnen	1,0
Sonstige Straßen	0,9

Tabelle 8: mittlere Äquivalenzwerte für verschiedene Straßenkategorien gem. RVS 03.08.63 [31] [32]

Grundsätzlich sind für den Ansatz des Zuwachsfaktors Ergebnisse von Verkehrsprognosen heranzuziehen. Liegen keine Zahldaten bzw. Prognosewerte vor, ist von einer mittleren jährlichen Zuwachsrate bei Autobahnen von 3 % und bei sonstigen Straßen von 1 % auszugehen.

6.1.2 Lastklassen

Entsprechend dem ermittelten BNLW-Wert erfolgt die Festlegung der erforderlichen Betondeckendicke über die Zuordnung zu einer Lastklasse im Oberbaustandard gemäß RVS 03.08.63 oder durch eine gesonderte Bemessung.

Nach RVS 03.08.63 [31] für den Straßenoberbau (siehe Tabelle 9) haben Betonstraßen in der höchsten Lastklasse (Lastklasse S bei 18 bis 40 Millionen Bemessungsnormlastwechsel) folgenden Oberbaustandart:

- 25 cm Betondecke (Oberbeton/ Unterbeton)
- 5 cm bituminöse Tragschicht
- 20 cm Zementstabilisierung oder 45 cm ungebundene Tragschicht

Die Betondecke wird nicht bewährt, sie enthält stets Dübel in den Querfugen und Anker in den Längsfugen.

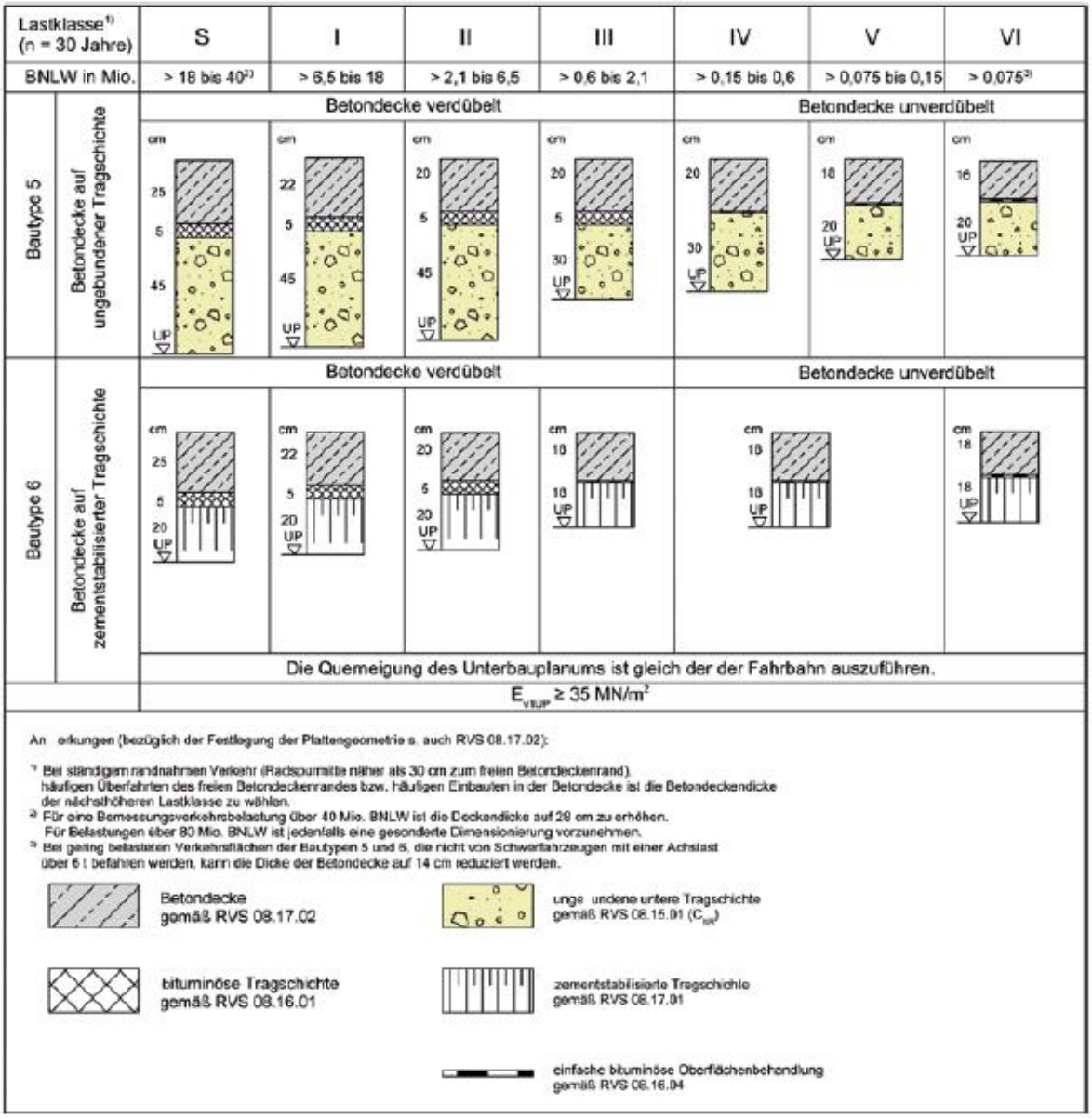

Tabelle 9: Österreichischer Oberbaustandart für Betondecken [31] [32]

6.1.3 Plattenabmessungen

Die Feldlänge und Feldbreite wird in RVS 08.17.02 Deckenherstellung [41] geregelt.

Die Feldlänge ist der Abstand von Querfuge zu Querfuge, die Feldbreite der Abstand vom Plattenrand zur Längsfuge bzw. von Längsfuge zu Längsfuge. [41]

Querfugen sind in der Regel im Abstand der 25-fachen Deckendicken, jedoch höchstens im Abstand von 5,5m anzuordnen. [41]

Die Feldlänge darf im Allgemeinen das 1,5- fache der Feldbreite nicht überschreiten. Auf Brücken sind soweit möglich, im Fahrstreifenbereich Felder mit Seitenverhältnisse von 1:1 auszuführen. [41]

6.2 Dimensionierung in Deutschland

Die Dimensionierung von Betondecken in Deutschland erfolgt grundsätzlich gemäß der Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton) und der Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO). In den RStO sind die Beschreibung der Belastung durch die bemessungsrelevante Beanspruchung B, Bauklassen und Tragfähigkeitsanforderungen an Tragschichten gegeben. Die RDO gilt konkret bei unbewehrten Betondecken und dient zur Dimensionierung. Mit der Verwendung der RDO werden Unterbemessungen/Überbemessungen vermieden. Dabei werden folgende Eingangsgrößen berücksichtigt:

- Spaltzugfestigkeit
- Plattengeometrie
- Achslasten und deren Verteilung
- Achskonfiguration
- Querverteilung des Verkehrs

6.2.1 Verkehrsbelastung

Im standardisierten Verfahren gemäß der RStO werden alle Achsübergänge im Prognosezeitraum gewichtet in äquivalente 100 kN Achsübergänge umgerechnet und so die Verkehrsbelastungszahl ermittelt. Aus dieser Zahl ergibt sich die Bauklasse, der dann standardisierte Aufbauten gemäß den Tafeln der RStO zugeordnet werden.

Es werden folgenden Nachweise durchgeführt:

- quasidynamische Nachweise im GZT, die mit der höchsten auftretenden Einzelachslast erfolgen
- quasidynamische Nachweise im GZG, die mit der Bezugsachslast beim Median der oberen 5% der auftretenden Achsen erfolgen
- Ermüdunsnachweise im GZT, die mit einer Bezugsachslast erfolgen, oberhalb derer 10% der auftretenden Achsen liegen

Im Verlauf der rechnerischen Dimensionierung sind zur Erhöhung der Ergebnissicherheit der Ermüdungsnachweise mit der Achslast zu führten, oberhalb derer, unter Umrechnung der in Form von Achslastkollektiven auftretenden Dauerbelastung, 10% der Achslasten liegen. Diese stellt die Bezugsachslast A_b dar, auf die die anderen auftretenden Achslasten/Achsgruppen äquivalent umzurechnen sind. [42]

Für die Nachweisfälle der Ermüdung wird die halbe Bezugsachslast als rechnerische Radlast in die Ermittlung der Momente infolge Verkehr eingeführt. Die mittlere Anzahl von Achsen f_A pro Fahrzeug des Schwerverkehrs und die Verhältniszahl zwischen äquivalent in ihrer Wirkung umgerechneter und tatsächlicher Achsanzahl q_B ist bei der Ermittlung der

dimensionierungsrelevanten Beanspruchung B_n der Bemessungsachslast A_b zu berücksichtigen. [42]

Zuerst wird die Berechnungsradlast F_d ermittelt. Die Formeln sind in Tabelle 10 gegeben.

		Regelfall	Fall bekannter Angaben zur Reifenausstattung und/oder zu spezieller Achskonfiguration zusätzlich zum Regelfall
Quasidynamischer Nachwies	GZT	$F_d=\gamma_{E1,Z}.\gamma_{E2}.\ \gamma_{E4}.F^n$	$F_d=\gamma_{E1,Z}.\gamma_{E3}.\ \gamma_{E4}.F^n$
	GZG	$F_d=\gamma_{E1,Br}.\gamma_{E2}.\ \gamma_{E4}.F^n$	$F_d=\gamma_{E1,Br}.\gamma_{E2}.\ \gamma_{E4}.F^n$
Nachweis auf Ermüdunsfestigkeit	GZT	$F_d=\gamma_{E1,Br}.\gamma_{E2}.\ \gamma_{E4}.F^n$	

Z=Zwillingsreifen, Br= breite Einzelreifen

Tabelle 10: Berechnungsradlast [42]

γ_{E1}- Reifenfaktor
γ_{E2}- Faktor für die maßgebende Radlast aus der Achslastverteilung im Regelfall
γ_{E3}- Faktor für die maßgebende Radlast im Sonderfall
γ_{E4}- Stoßfaktor
F^n- 50 kN

Die Ermittlung der Faktoren γ_{E1} bis γ_{E4} für die einzelnen Nachweisfälle sind den RDO Beton zu entnehmen.

Es gibt zwei Fälle zur Berechnung der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung: a) mit bekannten $DTV^{(SV)}$- Werten
b) mit detaillierten Achslastdaten oder – gruppen

a) mit bekannten $DTV^{(SV)}$- Werten

$$B_n = 365.q_{B,b}.f_3.\sum_{i=1}^{n}\left[DTA_{i-1}^{(SV)}.f_{1i}.f_{2i}.(1+p_i)\right] \quad (92)$$
$$DTA_{i-1}^{(SV)} = DTV_{i-1}^{(SV)}.f_{Ai-1}$$

$q_{B,b}$ - einer bestimmten Straßenklasse zugeordneter Lastkollektivquotient
f_3 - Steigungsfaktor
f_{1i} - Fahrstreifenfaktor im Nutzungsjahr i
f_{2i} - Fahrstreifenbreitenfaktor im Nutzungsjahr i
p_i - mittlere jährliche Zunahme des Schwerverkehrs im Nutzungsjahr i
f_{Ai-1} - durchschnittliche Achszahl pro Fahrzeug des Schwerverkehrs (Achszahlfaktor) im Nutzungsjahr i-1

Die spezifische rechnerische Bezugsachslast bei abweichender Verteilung der Achslasten kann unter Berücksichtigung des Anteils von Einzel-, Doppel- und Dreifachachsen in jeder Achslastklasse bestimmt werden. Die auftretenden Achslasten für die Ermüdungsnachweise an der Quer- und Längsfuge werden auf eine Bezugsachslast A_b mittels detailierten Achslastdaten- oder gruppen umgerechnet.

b) mit detaillierten Achslastdaten oder – gruppen

$$B_n = \sum_{1=1}^{i=18}\left[n_{1,i}.\left(\frac{\tau_1.A_{I,i}}{A_B}\right)^4 + n_{2,i}.\left(\frac{\tau_2.A_{I,i}}{A_B}\right)^4 + n_{3,i}.\left(\frac{\tau_3.A_{I,i}}{A_B}\right)^4 \right] \quad (93)$$

$n_{I,i}$- Anzahl der Übergänge einzelner Achsen von Einzel-, Doppel-, Dreifachachsen

$\tau_1 = 1 \quad \tau_2 = 1{,}1 \quad \tau_3 = 1{,}15$ - Achseinflussfaktor

A_I - mittlere Achslast einer Achslastgruppe

Die Summe der Achsübergänge der Bezugsachslast B_n ist den Ermüdungsnachweisen zugrunde zu legen. Die halbe Bezugsachslast ist die Berechnungsradlast.

6.2.2 Temperatur- und Feuchteverteilung

Der Faktor für die Temperaturverteilung wird durch den Zusammenhang in Gleichung 94 beschrieben.

$$\delta_T = C_1.e^{-0{,}004.h_d} \quad (94)$$

δ_T- Temperaturgradient in K/mm
C_1- Faktor zur Ermittlung des Temperaturgradienten, häufigkeitsabhängig
h_d- Solldicke der Betondecke in mm

Der Faktor C1 ist wie folgt definiert:

Faktor C1 = 0,14 für Gradienten, die in 0,3 % aller Fälle vorkommen
Faktor C1 = 0,091 für Gradienten, die in 10 % aller Fälle vorkommen
Faktor C1 = 0,052 für mittlere Gradienten

Diese Gradienten werden bei den Nachweisfällen quasidynamisch im GZT bzw. im GZG und bei Ermüdung im GZT zugeordnet.

Die Berechnung des Temperaturmomentes erfolgt mit der Bestimmung der Faktoren m_{T1}, m_{T2} und m_{T3}. Der Faktor m_{T1} berücksichtigt die Konzentration des Schwerverkehrs, m_{T2} berücksichtigt die Plattenlänge und –breite, m_{T3} ist ein Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung.

Temperaturfaktor m_{T1} für den Ermüdungsnachweis im GZT		
bei normaler Verkehrsverteilung über den Tag		1,00
bei Konzentration des täglichen Nutzfahrzeug- verkehrs auf die Zeit von 4,00 bis 6,00 Uhr und/oder 12,00 bis 15,00 Uhr	zu einem Anteil von 40 bis 60%	1,15
	zueinem Anteil von >60%	1,30
für quasidynamischen Nachweise im GZT und GZG		1,00

Tabelle 11: Temperaturfaktoren m_{T1} zur Berücksichtigung der Konzentration des Schwerverkehrs auf Tageszeiten hoher Temperaturgradienten (nach RDO Beton) [42]

$\frac{L_{p,red}}{L_{krit}}$	m_{T2} für Längskante	$\frac{B_{p,red}}{L_{krit}}$	m_{T2} für Querfuge
< 0,9	$\left(\frac{L_{p,red}}{0,9L_{krit}}\right)^2$	< 0,9	$\left(\frac{B_{p,red}}{0,9L_{krit}}\right)^2$
0,9 bis 1,0	$\frac{2.L_{p,red}}{L_{krit}}-0,8$	0,9 bis 1,0	$\frac{2.B_{p,red}}{L_{krit}}-0,8$
>1 bis 1,1	$\frac{-2.L_{p,red}}{L_{krit}}+3,2$	>1 bis 1,1	$\frac{-2.B_{p,red}}{L_{krit}}+3,2$
>1,1	1,0	>1,1	1,0

Tabelle 12: Temperaturfaktoren m_{T2} zur Berücksichtigung von Plattenlänge und -breite (nach RDO Beton) [42]

$$L_{p,red} = m_{bA}. L_p \quad (95)$$

$$B_{p,red} = m_{bA}. B_p \quad (96)$$

$L_{p,red}$- reduzierte Plattenlänge in mm
$B_{p,red}$- reduzierte Plattenbreite in mm
m_{bA}- Kontaktfaktor
L_p, B_p - Plattenlänge bzw. Plattenbreite in mm

Unterlage	m_{bA}
Asphaltschicht	1,00
Geotextil auf hydraulisch gebundener Tragschicht	1,00
Schottep Tragschicht	0,90
weit, intermittierend gestufte Böden oder Kiestragschichten	0,85
eng gestufte Böden oder Sandtragschichten	0,85

Tabelle 13:Kontaktfaktoren für die Auflagerungsbreite des Plattenrandes [42]

Die kritische Plattenlänge (L_{krit}), bei der sich die Platte bei Erwärmung von oben infolge ihres Eigengewichts in der Plattenmitte nicht aufwölbt,muss berechnet werden:

- für $0,8 \leq B_p/L_p \leq 1,25$:

$$L_{krit} = 228 \cdot h_d \cdot (\alpha_{ct} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot m_{T1} \cdot m_{T3} \cdot \delta_T) \cdot 0,5 \quad (97)$$

- für $B_p/L_p < 0,8$ oder für $B_p/L_p > 1,25$

$$L_{krit} = 200 \cdot h_d \cdot (\alpha_{ct} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot mT1 \cdot m_{T3} \cdot \delta_T) \cdot 0,5 \quad (98)$$

L_{krit}- kritische Plattenlänge [mm]
h_d - Solldicke der Betondecke [mm]
α_{ct} - Wärmedehnzahl in 10-6/K (in der Regel 11,5)
γ_{tot}- Faktor zur Berücksichtigung des langsamen Verformungsaufbaus bei Temperaturbeanspruchung (i.d.R. = 0,67)
E_{ctm}- mittlerer Zug-E-Modul des Betons in [N/mm²] (≈ 1,15-fachem Druck-E-Modul)
m_{T1}- Anpassungsfaktor für die Temperaturbeanspruchung
m_{T3}- Anpassungsfaktor Temperaturgebiet
δ_T- Temperaturgradient in [K/mm]

6.2.3 Betonkennwerte

Folgende Materialkennwerte des Betons gehen ebenfalls in die Dimensionierung ein:

mittlerer Elastizitätsmodul E_{ctm} bei (Spalt-)Zugbeanspruchung
Querdehnzahl μ_c=0,2
reduzierter Zug-E-Modul $E_{c,tot} = \gamma_{tot} \cdot E_{cm}$ (99)
γ_{tot} = 0,6
Wärmedehnzahl α_{cT}

Straßenbetonklasse	Ectm [N/mm²]
StC 30/37 - 3,0	37 000
StC 30/37 - 3,3	39 000
StC 30/37 - 3,7	41 000
StC 35-45 - 3,3	39 000
StC 35-45 - 3,7	41 000
StC 35-45 - 4,0	42 000
StC 40/50 - 4,0	42 000
StC 40/50 - 4,3	43 000
StC 40/50 - 4,6	44 000

Tabelle 14: Strassenbetonklassen [42]

Srtaßenbetonklasse	Charakteristische Spaltzugfestigkeit an Bohrkernscheiben $f_{ctk,core}$ [N/mm2]
StC 25/30 - 2,4	2,4
StC 25/30 - 2,7	2,7
StC 25/30 - 3,0	3
StC 25/30 - 3,3	3,3

Tabelle 15: Straßenbetonklassen [42]

6.2.4 Geometrie, Fugenanordnung

Die Plattengeometrien sind aufgrund der Verwendung in Tafel 2 der RStO angegebenen Deckendicken wie folgt zu berücksichtigen:

- Plattenbreite im Hauptfahrstreifen: 4,0 bis 4,5 m
  Bauklassen SV, I bis III typische Plattenlänge: 5,0 m
  Bauklassen IV bis VI typische Plattenlänge: 4,0 bis 4,5 m
- Plattenbreite im Hauptfahrstreifen: 3,0 bis 4,0 m
  alle Bauklassen typische Plattenlänge: 4,0 m

Die Plattengeometrie ist in den RDO Beton wie folgt geregelt:

- Es erfolgt eine Unterscheidung in quadratische Platten und rechteckige Platten.
- Die Mindestplattenbreite bzw. -plattenlänge beträgt 1,20 m.
- Als quadratisch definiert dürfen auch Platten mit den Abmessungen 0,90 m < L_P, B_P < 1,20 m näherungsweise mit L_P, B_P = 1,20 m dimensioniert werden.
- Das Verhältnis Plattenlänge zu Plattenbreite sowie Plattenbreite zu Plattenlänge muss 0,4< L_p/B_p oder B_p/L_p < 2,5 sein.
- Die größte Plattenlänge wird aus Gründen des Anstiegs zusätzlicher reibungsbedingter Zugkräfte und der nicht mehr zu gewährleistenden dauerhaften Verschließbarkeit der Querfugen mit 7,50 m festgelegt. Diese Plattenlänge führt bereits zu großen Plattendicken.
- Das Dimensionierungsverfahren gilt für Fahrstreifen – einschließlich Randstreifen, die für Fahrzeuge im Richtungsverkehr vorgesehen sind –, bei Plattenbreiten ≤ 4,50 m. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Längsfugen des maßgebenden Plattenstreifens außerhalb der Längsmarkierung angeordnet werden. Bei der Dimensionierung für Befestigungen von Plätzen u.Ä. kann es unter Beachtung der zu erwartenden Lastkonstellationen und Fahrtrichtungen sinnvoll sein, die genannte Breite zu überschreiten.

- Fahrstreifenbreite und Plattenbreite stimmen in der Regel nicht überein.
- Bei der Ermittlung der auf die Längsfuge bzw. Längskante entfallenden Wiederholungen der Befahrung im Richtungsverkehr ist das streifenbreiten- und abstandsabhängige, auf den Rand einwirkendes Momentenkollektiv zu berücksichtigen. Bei Plätzen ist nutzungsgemäß davon abzuweichen.

6.2.5 Querkraftübertragung

Die Querkraftübertragung bei Betonplatten passiert mittels Dübeln in den Querfugen oder Anker in den Längsfugen. Die Anzahl und Position der Einlagen ist in ZTV Beton- StB gegeben. Bei der Anordnung von verstärkten Ankern mindestens gleicher Mantelfläche ist eine Erhöhung der Querkraftübertragung in den Längsfugen möglich. Diese verstärkten Anker mit erhöhter Querkraftübertragung und mindestens gleichbleibender Zugübertragung sind kürzer und dicker als herkömmliche Anker. In Tabelle 16 sind Dübelfaktoren gegeben. Bei der Berechnung der einwirkenden Momente für die Nachweisführung berücksichtigen diese Dübelfaktoren die Einwirkung der Querkraftübertragung. Der Dübelfaktor am Übergang von Beton zu Asphalt an Längskanten und Querfugen kann mit $m_{bD}=1$ angenommen werden. Infolge hohen Verkehrsbelastungen nimmt die Rissverzahnung im Laufe der Nutzung ab.

Art der Querkraftübertragung	Dübelfaktor m_{bD}		Dübelfaktor m_{bD}	
	B≤ 0,8 Mio		B> 0,8 Mio	
	Nachweis Querfuge	Nachweis Längsfuge	Nachweis Querfuge	Nachweis Längsfuge
Querfuge ohne Dübel und Längsfuge ohne Anker	0,9	0,9	1,0	1,0
Querfuge mit Dübel und Längsfuge ohne Anker	0,6	0,9	0,7	1,0
Querfuge ohne Dübel und Längsfuge mit Ankern	0,9	0,7	1,0	0,8
Querfuge mit Dübel und Längsfuge mit Ankern	0,6	0,7	0,7	0,8
Querfuge ohne Dübel und Längsfuge mit verstärkten Ankern	0,8	0,6	0,9	0,7
Querfuge mit Dübeln und Längsfuge mit vestärkten Ankern	0,6	0,6	0,7	0,7
Querfuge mit Dübeln und Längskante	0,6	0,9	0,7	1,0

Tabelle 16: Dübelfaktoren m_{bD} [42]

6.2.6 Berechnungsverfahren nach Grenzzuständen

Die einwirkenden Momente M_E werden infolge Verkehrsbelastung M_{EV} und Temperatur M_{ET} ermittelt. Das aufnehmbare Moment M_R hängt von der gewählten Deckendicke und der Berechnungsfestigkeit (Spaltzugfestigkeit) ab. Für alle Nachweisfälle müssen die aufnehmbare Momente M_R gleich oder größer als die einwirkenden Momente M_E sein.

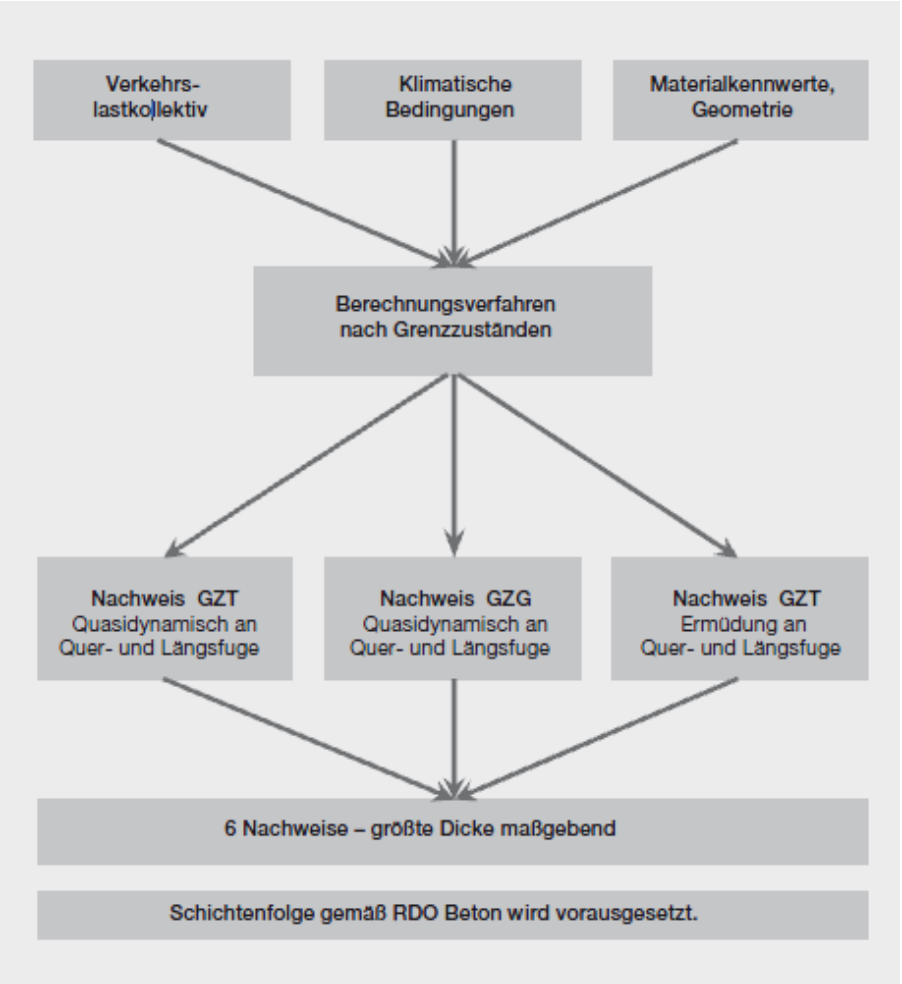

Abbildung 49: Schema des Nachweisverfahrens für die rechnerische Dimensionierung [2]

Berechnung der einwirkenden Momente

Für die Berechnung der einwirkenden Momente, die Teil des Dimensionierungsverfahrens für die Betondecke sind, wird das *Westergaard*-Verfahren [43] (Kapitel 5.1.2) und dessen Weiterentwicklung für die Verkehrsbelastung durch *Teller* und *Sutherland* [44], sowie das Eisenmannische Prinzip [1] der kritischen Plattenlänge für die Temperaturbeanspruchung verwendet.

Das einwirkende Moment M_E ist gleich der Summe der einwirkenden Momente infolge Verkehrsbelastung M_{EV} und Temperatur M_{ET}.

Einwirkende Momente infolge Verkehrsbelastung

Die Momentenermittlung erfolgt mit der nachfolgenden Beziehung ausschließlich für den Plattenrand/ die Plattenkante:

$$M_{EV};M_{EVu} = m_{bL}.m_{bD}.F_D.1000.\left[0,55.lg\left(\frac{l_V}{b}\right)+0,1.\frac{b}{l_v}-0,011\right][Nmm/mm] \qquad (100)$$

M_{EV}- einwirkendes Moment infolge Verkehrsbelastung pro mm Plattenstreifen [Nmm/mm]
M_{EVu}- einwirkendes Moment infolge Verkehrsbelastung pro mm Plattenstreifen im GZT [Nmm/mm]
m_{bl}- Lagerungsfaktor
m_{bD}- Dübelfaktor
F_D- Berechnungsradlast [kN]
lv- elastische Länge [mm]
b- fiktiver Radius der kreisförmigen Ersatzaufstandsfläche [mm]
h_D- Solldicke der Betondecke

Einwirkende Momente infolge Temperatur

Das Moment infolge Temperatur entsteht durch ungleichmäßige Temperaturverteilung über die Dicke der Betondecke. Die Momentenermittlung erfolgt durch Gleichung 101.

$$M_{ET};M_{ETu} = \alpha_{cT}.\gamma_{tot}.E_{ctm}.\frac{h_d^3.m_{T1}.m_{T2}.m_{T3}.\delta_T}{12}[Nmm/mm] \qquad (101)$$

M_{ET} - einwirkendes Moment infolge Temperatur pro mm Plattenstreifen [Nmm/mmm]
α_{cT} -Wärmedehnzahl [10^{-6}/K] , abhängig von der Gesteinsart
γ_{tot}- Faktor zur Berücksichtigung des langsamen Verformungsaufbaus bei der Temperaturbeanspruchung
E_{ctm} - mittlerer Zug-E-Modul des Beton≈ 1,15-facher Druck-E-Modul [N/mm^2]
m_{T1}, m_{T2}, m_{T3} - Anpassungsfaktoren
δ_T- Temperaturgradient, der für die zu führenden Nachweise mit 99,97%; 90%; 50% Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird [K/mm]

Berechnung des aufnehmbaren Momentes

Das aufnehmbare Moment ist hauptsächlich von der Deckendicke und der Berechnungsfestigkeit abhängig. Die Momentenermittlung erfolgt durch Gleichung 102.

$$M_{Rdu,Rd} = 0{,}167.h_d^2.f_d [Nmm/mm] \quad (102)$$

$M_{Rdu,Rd}$ - aufnehmbares Moment pro mm Plattenbreite [Nmm/mm]
h_d- Solldicke der Betondecke [mm]
f_d- Berechnungsfestigkeit [N/mm^2]

Die Berechnungsfestigkeit f_d ist für die Nachweisefälle unterschiedlich groß und ergibt sich aus dem Grundwert der Berechnungsfestigkeit f_d^0 der unmittelbar der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betons entspricht. Diese liegt beim unteren 5%- Quantil und wird mit 90%iger Wahrscheinlichkeit nicht unterschritten. Die Beziehungen lauten:

$$f_d = m_b.f_d^0 [N/mm^2] \quad (103)$$

Für die quasidynamischen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit:

$$f_d^0 = \frac{f_{ctk,core}}{k_{bt}} [N/mm^2] \quad (104)$$

Für die Ermüdungsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$f_d^0 = k_{bn} \frac{f_{ctk,core}}{k_{bt}} [N/mm^2] \quad (105)$$

f_d^0 - Grundwert der Berechnungsfestigkeit [N/mm^2]
k_{bn}- Materialfaktor zur Berücksichtigung der Betonnacherhärtung
$f_{ctk,core}$ - Spaltzugfestigkeit am Bohrkern beim unteren 5%- Quantil mit 90%iger Wahrscheinlichkeit nach 60 Tagen gemäß den AL Sp- Beton [N/mm^2]
k_{bt}- Materialfaktor, bezogen auf die vorgegebene Versagenswahrscheinlichkeit
m_b - Anpassungsfaktor für die Beanspruchungsart

Beanspruchungsart	m_b
Quasidynamischer Nachweis im GZT, GZG	1
Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit imGZT bei bemessungsrelevanter Anzahl B_{nq}	$1/\gamma_{c,fat}$
Nachweis bei konstanter statischer Last≥1 Tag	0,9

Tabelle 17: Anpassungsfaktor m_b für die relevante Beanspruchungsart [42]

Die bei den Ermüdungsnachweisen auftretende Anzahl der hierfür maßgebenden Lastübergänge kann aus Gleichung 106 ermittelt werden, wobei γ_q der Querverteilungsfaktor ist und aus Tabelle 18 eingenommen werden kann.

$$B_{nq}=\gamma_q . B_n \tag{106}$$

Plattenbreite B_p [m]	Querverteilungsfaktor	
	Nachweis an der Längsfuge $\gamma_{q,L}$	Nachweis an der Querfuge $\gamma_{q,Q}$
$2,00 \leq B_p \leq 2,50$	0,400	0,90
$2,50 < B_p \leq 3,00$	0,180	0,80
$3,00 < B_p \leq 3,50$	0,140	0,70
$3,50 < B_p \leq 3,75$	0,018	
$3,75 < B_p \leq 4,50$	0,008	0,60

Tabelle 18: Querverteilungsfaktor γ_q [42]

Die Berücksichtigung der Betonermüdung für die ermittelte Summe äquivalenter Lastübergänge erfolgt anhand der für Straßenbetone nachfolgenden Ermüdungskurven (siehe Abbildung 50).

Nachweis an der Querfuge:

$$\gamma_{c,fat} = 0,15.\log(\gamma_{q,Q}.B_N)+0,748.e^{-0,1365} \tag{107}$$

Nachweis an der Längsfuge:

$$\gamma_{c,fat} = 0,15.\log(\gamma_{q,L}.B_N)+0,748.e^{-0,1365} \tag{108}$$

$\gamma_{c,fat}$ - Ermüdungsfaktor

B_n- Anzahl der äquivalenten Bezugsachslasten während der normativen Nutzungsdauer

$\gamma_{q,Q}$ - Querverteilungsfaktor für den Nachweis an Querfugen

$\gamma_{q,L}$ - Querverteilungsfaktor für den Nachweis an Längsfugen

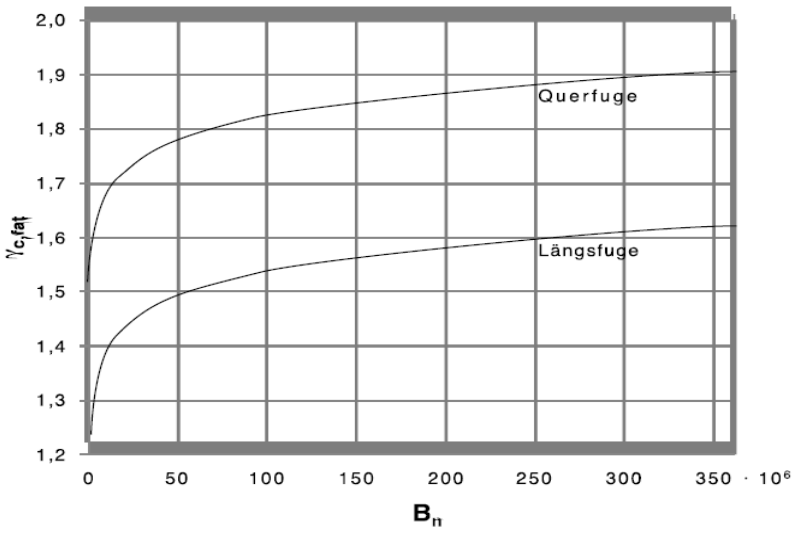

Abbildung 50: Entwicklung des Ermüdungsfaktors $\gamma_{c,fat}$ über die Summe äquivalenter Lastübergänge B_n am Beispiel für Querverteilung des Verkehrs bei Plattenbreiten > 3,75m [42]

Nachweisführung

Für alle Nachweisfälle müssen die aufnehmbaren Momente M_R gleich oder größer als die einwirkenden Momente M_E sein.

Quasidynamische nachweise				Ermüdungsnachweise	
im GZT		im GZG		im GZT	
Längskante	Querfuge	Längskante	Querfuge	Längskante	Querfuge
$M_{Rdu} \geq M_{Edu,L}$	$M_{Rdu} \geq M_{Edu,Q}$	$M_{Rdu} \geq M_{Edu,L}$	$M_{Rdu} \geq M_{Edu,Q}$	$M_{Rdu} \geq M_{Edu,L}$	$M_{Rdu} \geq M_{Edu,Q}$

Tabelle 19: Für die Dickenbemessung zu führende Nachweise [42]

6.3 Dimensionierung in den USA

Es gibt zwei grundlegende Verfahren zur Bestimmung der geeigneten Dicke von Betonplatte: empirische und mechanische Verfahren. Das empirische Verfahren basiert auf der beobachteten Betriebsfestigkeit der Betondecke unter Verkehrsbelastung. Das mechanische Verfahren basiert auf der Berechnung der Spannungen und Dehnungen.

Die Methode nach AASHTO (AASHTO 1993- America Association of the State Highway and transport officials) basiert auf mathematischen Modellen, die von empirische Daten während der Straßentest von American Association of State Highway Officials (AASHO) abgeleitet wurden. Bei der Bemessung mit empirischen Verfahren ist keine Optimierung möglich wegen seiner unweigerlichen Abhängigkeit von der Erfahrung und den lokalen Bedingungen. Das Kriterium und die Tests, auf denen die Methode basiert, und die Extrapolierung ihrer Gesetze sind über 60 Jahre alt.

Das PCA- Verfahren (Portland Cement Association 1984) [45] ist eine mechanistische Methode. Es werden zwei Versagensmechanismen identifiziert: Versagen infolge Ermüdung und Erosion. Der Straßenoberbau wird so bemessen, dass kein Versagen vor dem Ende der erforderlichen Lebensdauer auftritt.

Die aktuell von der AASHTO empfohlene Methode ist im Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (M-EPDG) veröffentlicht und kombiniert beide Verfahren. Ergebnisse einer Finite-Elemente-Modellierung werden verwendet, um die Spannungen zu ermitteln. Es ist zu beachten, dass dickere Beläge defekte Details, schlechten Materials oder mangelhafte Bauausführung nicht kompensieren können. Ausreichende Dicke ist eine notwendige, aber keine hinreichende Bedingung für lange Lebensdauer.

6.3.1 AASHTO 1993

Bei dem empirischen Modell für unbewehrte (JPCP) und bewehrte Betondecken (JRCP) wird die Dicke der Betonplatten in Abhängigkeit eines Tragfähigkeitswertes auf der Unterlage (Bettungsmodul), der Festigkeit des Betons, Befahrbarkeit und der äquivalenten Verkehrslast bestimmt. Eine Bestimmung der Dicke einer eventuell angeordneten Gründungsschicht ist nur indirekt über die Messung oder Schätzung der Zunahme der Bettungsmodul über eine bestimmte Schichtdicke der Fundationsschicht möglich. Die Anzahl der Lastwechsel bis zum Erreichen der Lebensdauer ergibt sich zu:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7{,}35\log(D+1) - 0{,}06 + \left(\frac{\log\left[\frac{\Delta PSI}{4{,}5-1{,}5} \right]}{\frac{1+1{,}624.10^7}{(D+1)^{8{,}46}}} \right) + (4{,}22-0{,}32p_t)\left\{ \frac{S_c C_d (D^{0{,}75}-1{,}132)}{215{,}63\left[\frac{D^{0{,}75}-18{,}42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0{,}25}} \right]} \right\} \quad (109)$$

Z_R - Zuverlässigkeit
S_o - Standartfehler der prognostizierten Leistungsfähigkeit
W_{18}- Anzahl an Lastzyklen vor der Gebrauchstauglichkeit am Ende des Lebensdauer
D - Betondicke [in]
PSI- Befahrbarkeitswert
ΔPSI - Veränderung der Befahrbarkeitswert= po – pt
p_t - Endbefahrbarkeitswert
S_c - Bruchfestigkeit von Beton [psi]
C_d - Entwässerungsbeiwert
E_c - Elastizitätsmodul von Beton [psi]
k - Bettungsmodul [psi]

- **Eingangsgrößen**

– **Verkehrsbelastung**

Der erste Schritt bei der Bemessung von Betonfahrbahnen ist die Berechnung der prognostizierten Verkehrsbelastung für einen bestimmten Abschnitt im Zeitraum von 20 Jahren (W_{18} kip = 191 Mio. 8,2-t- Achsen) (siehe Gleichung 110).

Es werden Äquivalenzfaktoren ermittelt, die die Achskolektive in Äquivalente Einzelachslasten ESALs konvertieren. Die Äquivalenzfaktoren hängen von der Art der Achse (Einzel-, Tandem-und Tridem), der Achslast, der Plattendicke D in Zoll (6- 14 in), Gebrauchstauglichkeit am Ende des Lebensdauer p_t (2.0, 2.5 oder 3.0) ab. [46]

$$w_{18} = D_D . D_L . \hat{w}_{18} \qquad (110)$$

W_{18}- prognostizierte Verkehr in Normachlasten
D_D- eine direkte Verteilungsfaktor, ausgedrückt als eine Verteilung der ESAL Einheiten pro Richtung, z. B. Ost-West, Nord-Süd.
D_L- ein Spurverteilungsfaktor, ausgedrückt als eine Verteilung des Verkehrs, wenn zwei oder mehr Spuren in einem Richtung 18kip verfügbar sind
$\hat{w}_{18}$ - Die kumulierten in zwei Richtungen 18 - kip ESAL Einheiten prognostiziert für einen bestimmten Abschnitt der Autobahn im Analysezeitraum

– **Zuverlässigkeit**

Die Zuverlässigkeit (R) ist die Fähigkeit einer Einheit, eine geforderte Funktion unter gegebenen Bedingungen für ein gegebenes Zeitintervall zu erfüllen.

AASHTO verwendet ein Zuverlässigkeitskonzept zur Berücksichtigung der Unsicherheiten. Der Oberbau einer Straße ist mit den genauesten verfügbaren Eingangsdaten entwickelt. Die Daten sind nicht manipuliert und haben einige Schwankungen. [47] Der Zuverlässigkeitsfaktor berücksichtigt alle Schwankungen in den Plannungsprozess der Fahrbahn und besteht aus zwei Variablen:

Z_r- Standartabweichung, die eine Zuverlässigkeitsniveau entspricht

S_0- Standartfehler der prognostizierten Verkehrsbelastung und Leistungsfähigkeit = 0,35 für Betofahrbahnen

Zuverlässigkeit, R%	Standartabweichung, Z_r
50	0,000
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
91	-1,340
92	-1,405
93	-1,476
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

Tabelle 20: Standartabweichung entsprechend einem Zuverlässigkeitsniveau [46]

Klassifizierung nach Funktionalität	Zuverlässigkeitsniveau	
	im Stadt	im Land
Autobahnen	85-99,9	80-99,9
Schnellstraßen	80-99	75-95
Sammelstraßen	80-95	75-95
regionalen Straßennetz	50-80	50-80

Tabelle 21: Zuverlässigkeitsniveau [46]

- **Befahrbarkeitswert**

Mit dem Befahrbarkeitswert ΔPSI wird die Befahrbarkeit einer Straße beschrieben. Die Anfangsbefahrbarkeit p_0 hängt davon ab, wie reibungslos der Belag gebaut ist. Am Ende der Belagslebensdauer haben wir Endbefahrbarkeitswert p_t.

$$\Delta PSI = P_0 - P_t \tag{111}$$

Der Befahrbarkeitswert ΔPSI wird zwischen 0 – 1 (sehr schlecht) und 4 – 5 (sehr gut) definiert. Er kann visuell auf Grund von Wellenbildung, Rissen im Belag, Spurrinnen u.a.m. bestimmt werden.

- **Entwässerungsbeiwert C_d**

Der Entwässerungsbeiwert C_d in der Dimensionierungsformel hat die Funktion die Entwässerungsbedingungen des Belags zu berücksichtigen. In Tabelle 22 sind die empfohlenen C_d- Werte angegeben, je nach der Qualität der Entwässerung und des anteils der Zeit im Laufe des Jahres, wenn sich der Feuchtigkeitsgehalt der Fahrbahnstruktur den Sättigungsgrad nähert. Der Feuchtigkeitsgehalt hängt von der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge und den gegebenen Entwässerungsbedingungen ab.

Qualität der Entwässerung	Prozent der Zeit, wenn das Feuchtigkeitsgehalt der Fahrbahnstruktur den Sättigungsgrad nähert			
	< 1%	1-5%	5-25%	25%
ausgezeichnet	1,25-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10
gut	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00
mittelmäßig	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90
gering	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80
sehr gering	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80-0,70	0,70

Tabelle 22: Entwässerungsbeiwerte [46]

- **Elastizitätsmodul von Beton Ec**

AASHTO empfiehlt die Verwendung der ACI Beziehung zwischen Druckfestigkeit von Beton und den Elastizitätsmodul E_c nach

$$E_c = 4{,}730\sqrt{f_c`}\,\text{MPa} = 57\sqrt{f_c`}\,\text{psi} \qquad (112)$$

- **Bettungsmodul k**

Die Ermittlung des Bettugsmoduls nach AASHTO besteht aus folgenden Schritte:

- Der Bettungsmodul wird mit k= M_R/19,4 M_R-E-Modul gewählt
- Wenn der Bettungsmodul aufgrund von Frost-/ Tauwechsel zwischen den Jahreszeiten variiert, sollte ein passender Bettungsmodul ermittelt werden
- Der k-Wert wird nach unten für potenzielle Verlust der Untergrundfestigkeit durch Erosion des Untergrundes angepasst.
- Wenn das Grundgestein in 3,05 m (10 ft) unter der Oberfläche liegt, kann der k-Wert wird wieder nach oben angepasst werden.

- **Lösung mittels Nomogramm/ Iteration**

Die Dimensionierungsformel (Gleichung 109) kann auch in Form eines Nomogramms (siehe Abbildung 51) dargestellt werden. Für alle Werte von k kann die entsprechende Dicke der Fahrbahnplatte berechnet werden. Mittels dieses Nomogramms kann man die optimale Kombination von Plattendicke und Dicke der unteren Tragschicht wählen. Zudem müssen auch die Werte von prognostizierten Verkehrsbelastung (W_{18}), Befahrbarkeitswert (ΔPSI), Zuverlässigkeit (R), Standardfehler der prognostizierten Verkehrsbelastung, Leistungsfähigkeit (S_0), Elastizitätsmodul von Beton (E_c) und Entwässerungsbeiwert (C_d) bekannt sein.

Das AASHTO- Bemessungsnomogramm geht von einem Minimalwert der Dicke der Platte von 5 Zoll (12,5 cm), allerdings wird eine Plattendicke von weniger als 20 cm nicht empfohlen, außer unter sorgfältiger Beachtung der Umweltbedingungen und der Einbauprobleme.

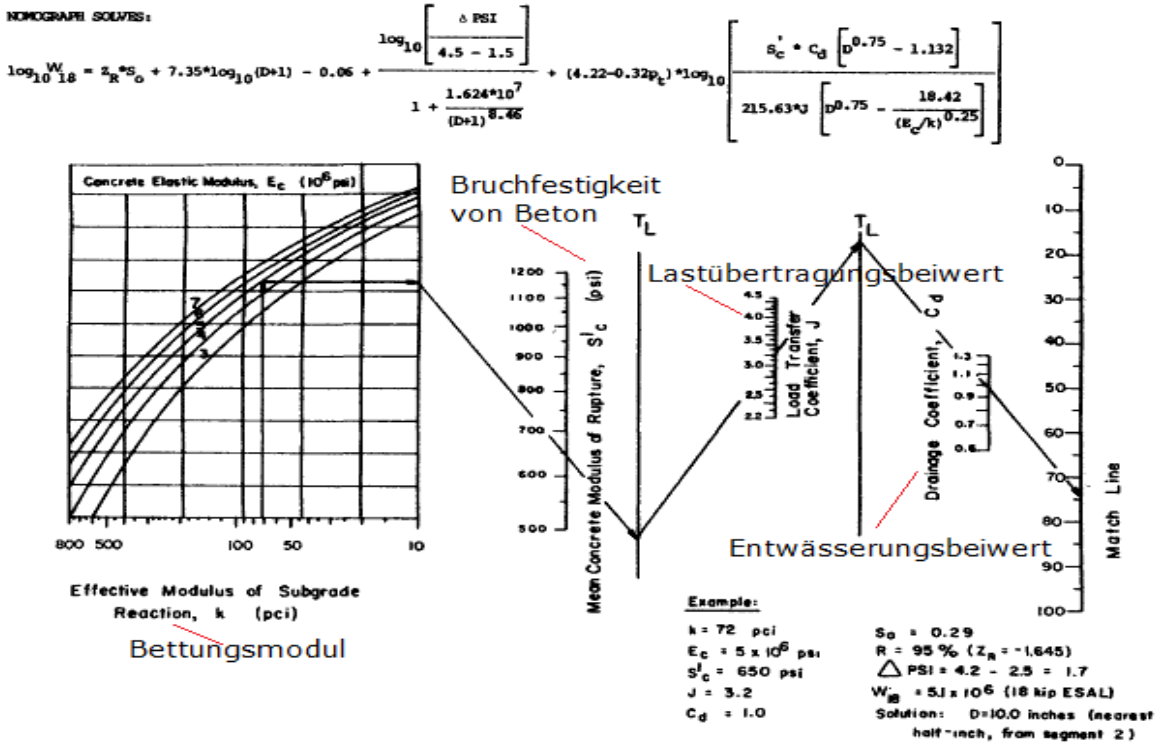

Figure 3.7. Design Chart for Rigid Pavement Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 1)

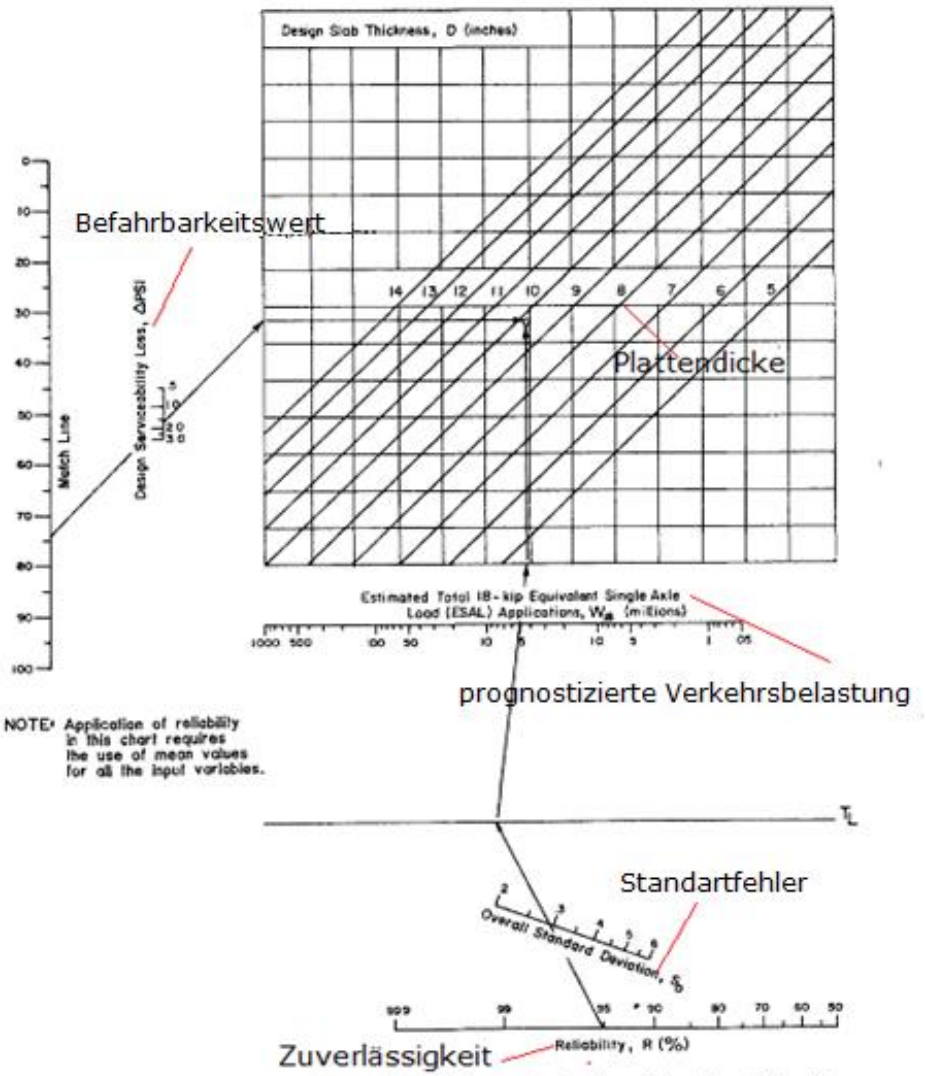

Figure 3.7. Continued--Design Chart for Rigid Pavements Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 2)

Abbildung 51: Bemessungsnomogramm [46]

6.3.2 PCA 1984

Das Verfahren basiert auf Finite-Element-Berechnungen von Spannungen und Durchbiegungen. Der ursprüngliche Leitfaden wurde für die Berechnungen von Hände eingestellt. Dieses Verfahren liegt der heutigen PCAPAV und StreetPave Software zur Bemessung des Oberbaus zu Grunde und bietet einen Einblick in die Rolle von verschiedenen Dimensionierungsvariablen.

Dieser Methode liegt ein Ermüdungsnachweis zu Grunde. Die Anzahl zulässiger Belastungen wird in Funktion der Verhältnisse von vorhandener Spannung zu Bruchspannung definiert und für die Berücksichtigung der verschiedenen vorkommenden Belastungen wie sie auf einer Straße angetroffen werden können, gemäß der Hypothese von Miner für die Schadensanhäufung kumuliert. Die vorhandenen Spannungen werden in Abhängigkeit von Plattendicke, Achslast und Tragfähigkeit der Unterlage berechnet. Für verschiedene Straßenkategorien sind verschiedene Sicherheitsfaktoren vorgesehen.

6.3.2.1 Eingangsgrößen

Folgende Eingangsgrößen werden bei der Dimensionierung berücksichtigt:

- Biegefestigkeit des Betons
- Bettungsmodul k
- Verdübelte oder nicht verdübelte Fugen
- Art des Banketts- befestigt oder unbefestigt
- Achslastverteilung
- Anzahl der Achslastübergänge
- Tragsicherheitsfaktor- Die Achslasten werden mit einem Sicherheitsfaktor (LSF) multipliziert (1,1-1,2)
- Bemessungsperiode

6.3.2.2 Ermüdung

Die Bemessung gilt für verdübelte und nicht verdübelte Fugen sowie für durchgehend bewehrte Betondecken. Es gibt Unterschiede zwischen Fahrbahnen mit und ohne befestigtem Bankett.

Das Ermüdungskriterium, das in dem vorgestellten Verfahren verwendet wird, ist in Abbildung 52 gezeigt. Das Kriterium basiert auf den Behauptungen, dass die größten Spannungen am Plattenrand auftreten (siehe die verlängerte Kurve in Abbildung 52) und dass das Verhalten des Betons verschieden bei niederzyklischer und hochzyklischer Belastung ist. Die zulässige Anzahl an Lastwiederholungen für eine gegebene Achslast hängt von dem Spannungsverhältnis Biegezugspannung zu Bruchfestigkeit des Betons nach 28-Tag ab.

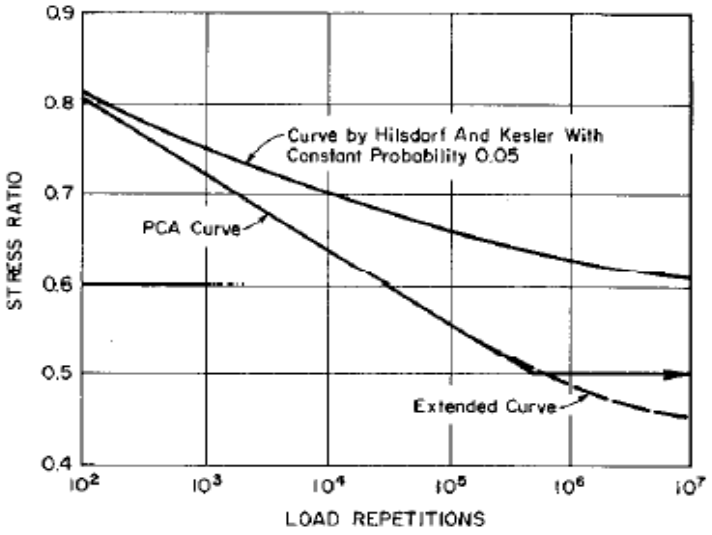

Abbildung 52: Die ertragbare Anzahl an Achslastübergänge ist ermittelt durch die Biegefestigkeit des Betons [45]

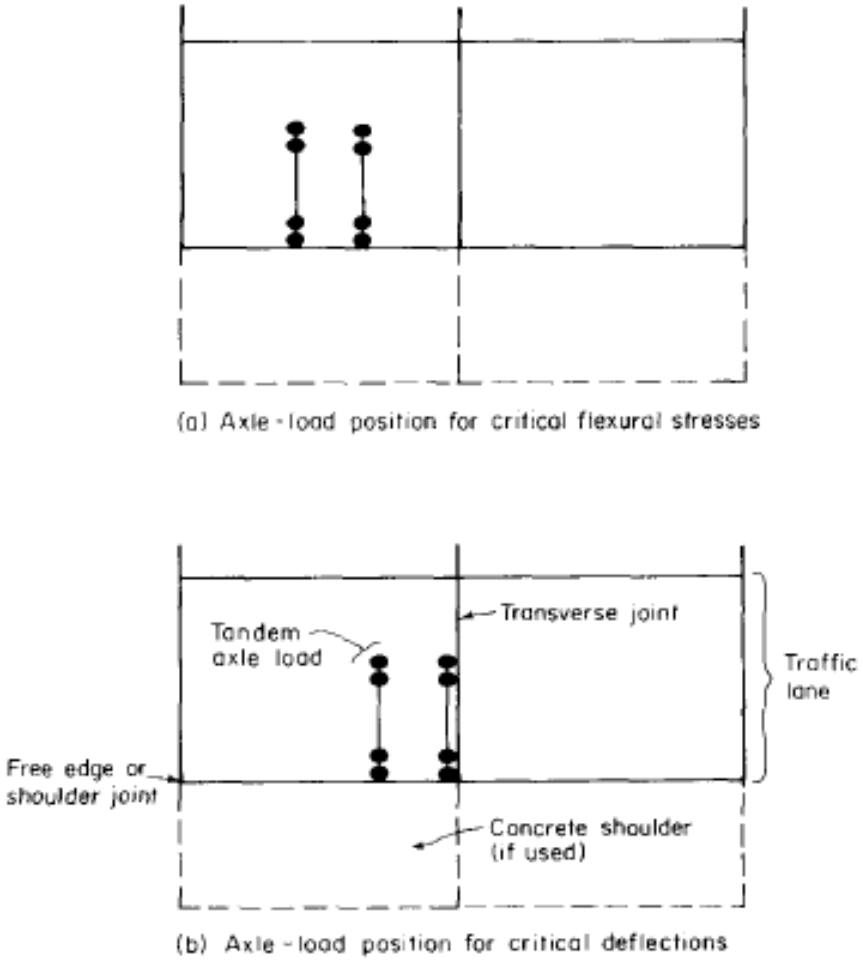

Abbildung 53: Kritische Achslastposition [45]

Verschiedene Achslastpositionen auf der Betonplatte (siehe Abbildung 53) wurden analysiert und es wurde schlussgefolgert:

- Kritische Spannungen entstehen wenn die Verkehrslast am Plattenrand oder in der Nähe von der Querfuge ist.
- Kritische Biegungen entstehen am Plattenrand und im Fugenbereich. Im Gegensatz zur Querkraftübertragung hat der Abstand zwischen den Querfugen keine Einwirkung auf die Größe der Durchbiegung. Befestigte Bankette reduzieren die Randdurchbiegungen.

Wenn die außen Rädern des LKWs außerhalb des Plattenrandes stehen, dann entstehen die größten Spannungen in den Betonplatten. Es gibt Untersuchungen, die zeigen, dass die meisten LKWs mit ihren äußeren Reifen in einem Abstand von 60cm vom Rand entfernt fahren. Mit zunehmender Entfernung nach innen vom Fahrbahnrand, nimmt die Frequenz der Belastung zu, während die Größe der Spannungen und Durchbiegungen abnimmt. [45]

Bei der Analyse der Spannungen infolge Ermüdung wurde die Ermüdung stufenweise für verschiedene Positionen und Arten der LKWs berechnet. So wurde der äquivalente Rand- Spannungsfaktor ermittelt (siehe Abbildung 54). Dieser Faktor multipliziert mit der Randspannung ergibt den Ermüdungsgrad.

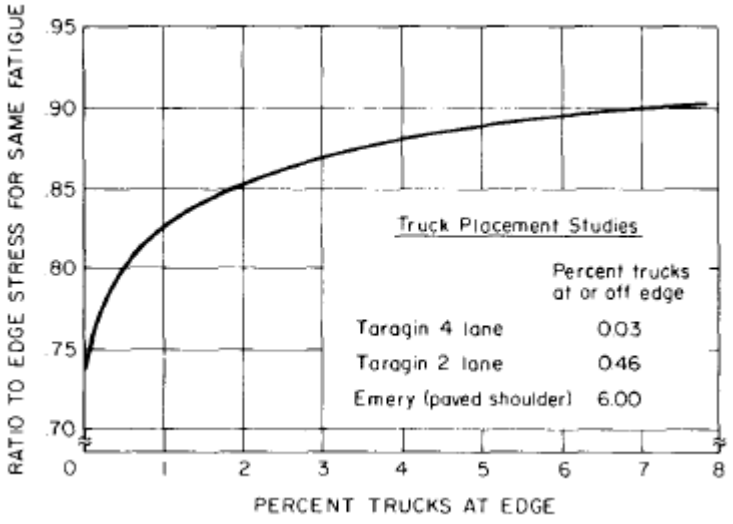

Abbildung 54: Der äquivalent Rand- Spannungsfaktor hängt von der Prozent der Lkw am Rand [45]

6.3.2.3 Erosion

Neben der Ermüdung gilt die Erosion des Materials unterhalb und neben der Platte als wichtige Ursache des Versagens. Die schweren Achslastenwiederholungen über die Plattenecken und –kanten bedingen Pumping in diesen Bereichen (Erosion des Materials in den Untergrund, Unterbau und Banketten) und Verformungen im Fugenbereich besonders bei unverdübelten Platten.

Diese besonderen Schäden können mit der Durchbiegung anstatt mit den Biegezugspannungen verbunden werden. Wenn die Durchbiegung an der Plattenecke (w) mit dem berechneten Druck (P) an der Grenzschicht zwischen der Platte und der unteren Tragschicht multipliziert wird, ergibt sich sinnvolle Korrelation. Das Produkt von Druck an der Grenzschicht und der Durchbiegung infolge Achslast, dividiert durch den Radius der relativen Steifigkeit (l) ergibt das Erosionskriterium siehe (siehe Abbildung 55).

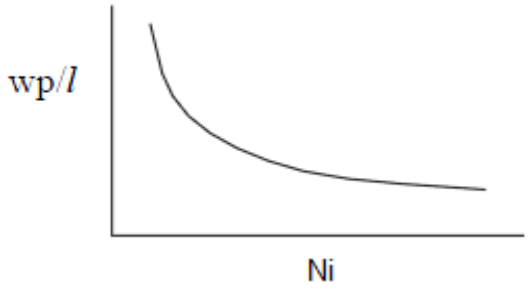

Abbildung 55: Korrelation zwischen den Achslastübergänge bis zum Versagen und maximale Durchbiegung *[45]*

$$N_i = \frac{w.p}{l} \tag{113}$$

w- Maximale Durchbiegung infolge Achslast
P- Druck am Grenzschicht
l- Radius der relativen Steifigkeit

6.3.3 AASHTO M-EPDG

Diese Methode analysiert mittels einer Berechnungssoftware die realen Bedingungen unter denen die zu bemessende Betondecken funktionierten und prognostiziert den Zustand des Straßenoberbaus im Laufe der Zeit. Der Prozess der Bemessung erfolgt in drei Phasen: Bewertung, Analyse und Strategiewahl (siehe Abbildung 56).

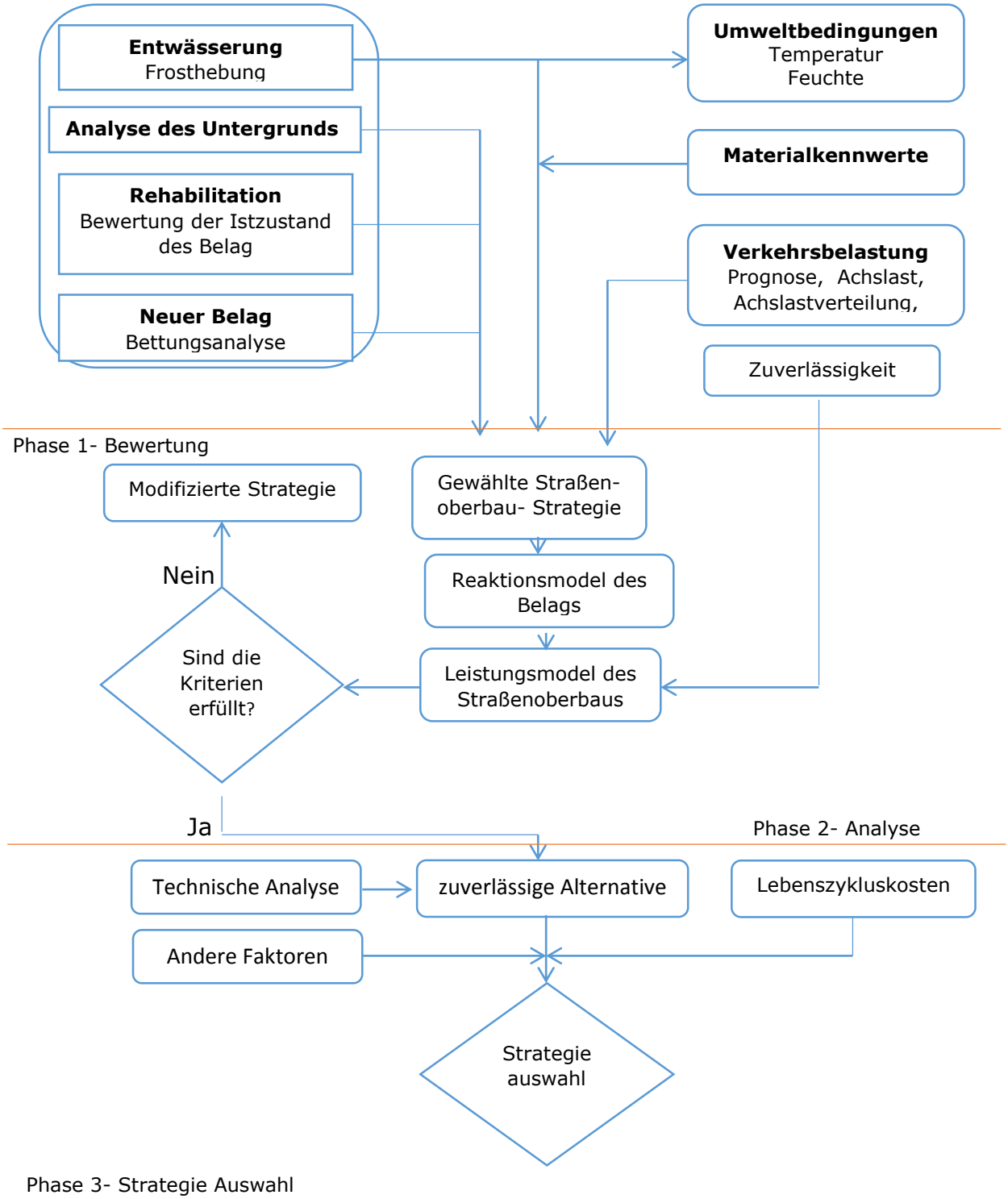

Abbildung 56: MEPDG- Prozess [48]

In der ersten Phase (siehe Abbildung 56) werden mögliche Strategien identifiziert. Außerdem werden Eingangsdaten wie Materialkennwerte, Verkehrsbelastung und Umweltbedingungen gesammelt und analysiert. Die zweite Phase besteht aus einer Leistungsanalyse der gewählten Strategie. Die Analyse beginnt mit der Auswahl eines Studienmodells des Straßenoberbaus. Die Eigenschaften dieses Modell werden mit allen Entwurfskriterien verglichen und dann optimiert, so dass das angegebene Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden kann. Die dritte Phase des Verfahrens umfasst die Beurteilung strukturell zuverlässiger Alternativen, wie eine technische Analyse und Lebenszykluskostenanalyse.

6.3.3.1 Umwelteinflüsse

Die MEPDG Methode berücksichtigt die Änderungen der Temperatur und Feuchtigkeit in der Fahrbahnstruktur und dem Untergrund über die Lebensdauer des Belags durch den Einsatz des Enhanced Integrated Climate Model (EICM) in der MEPDG Design-Software. Die EICM ist ein eindimensionales Programm, das die Veränderungen im Verhalten und Eigenschaften der Fahrbahn und Untergrundmaterialien in Verbindung mit klimatischen Bedingungen simuliert.

6.3.3.2 Verkehrsbelastung

Anstelle der Verwendung von Äquivalenzfaktoren wie im AASHTO Guide von 1993 [46], erfordert MEPDG die vollen Achslast für eine Schätzung der Größe, der Konfiguration und der Frequenz der Verkehrsbelastung, um die Achslasten genau zu bestimmen. Die erforderlichen Verkehrsdaten für MEPDG sind wie folgt kategorisiert:

- Verkehrsaufkommen: im Basisjahr und die geschätzte Wachstumsrate während der Lebensdauer;
- Anpassungsfaktoren für das Verkehrsaufkommen: pro Stunden und Monate
- Achslastverteilungsfaktoren: Lastkollektiven und Fahrzeugklasse
- Allgemeine Verkehrseingangsgrößen , wie Achsenkonfiguration, Achsabstand und Achsen pro LKW.

6.3.3.3 Materialkennwerte

Die Materialkennwerte unterteilen sich in drei Hauptgruppen:

(1) Kennwerte, die das Schichtverhalten in einem bestimmten Model charakterisieren- Poissonische Zahl und Elastizitätmodule
(2) Materialkennwerte, die das Versagen des Materials charakterisieren- Festigkeiten, Spannungen, Deformationen usw.
(3) andere Materialkennwerte- Wärmeausdehnung und Schrumpfung

6.3.3.4 Schadensmechanismen

Die MEPDG betrachtet die folgenden Schadensmechanismen [49]:

- Querlaufende Ermüdungsrisse auf beide Seiten für unbewehrte Betondecken
- Verformungen im Fugenbereich
- Ausbrüche bei durchgehend bewerten Betondecken
- Rauigkeit bei bewehrten und unbewehrten Betondecken

- **Querlaufende Ermüdungsrisse auf beide Seiten für unbewehrte Betondecken**

Die Miner Hypothese wird auch hier benutzt.

$$CRK_{p,q} = \frac{1}{1+FD_{p,q}^{-1,98}} \tag{114}$$

$$TCRACK = (CRK_p + CRK_q - CRK_p CRK_q).100\% \tag{115}$$

$$\log(N_{i,j,l,m,n}) = 2.\left(\frac{MR_i}{\sigma_{i,j,l,m,n}}\right)^{1,22} - 1 \tag{116}$$

$CRK_{p,q}$- Prognostizierte Menge an Risse an Ober- und Uterseite der Betondecke
FD- Ermüdungsschäden
TCRACK- Gesamtquerrissbildung
$N_{i,j,l,m,n}$- Zulässige Belastungsübergänge bei verschiedenen Faktoren i, j, k, l, m, n
i - Alter (Berücksichtigt die Biegezugfestigkeit von Beton, Verkehrslasten usw.)
j – Monat (Berücksichtigt die Veränderungen im Bettungsmodul)
k – Achstyp
l - Achsgewicht
m – äquivalente Temperaturunterschied zwischen Obere und Untere Seite von Betonplatte
n - Faktor zur Berücksichtigung der Fahrspurverteilung
MR_i- Bruchfestigkeit von Beton im Zeitinterval i
$\sigma_{i,j,l,m,n}$ - Spannungen infolge verschiedene Faktoren

- **Verformungen im Fugenbereich**

Die Verformung im Fugenbereich wird mittels eines Inkrementansatz berechnet, bei dem die Verformungszuwachs für jeden Monat i, $\Delta Fault_i$ nach m Monate summiert sind.

$$Fault_m = \sum_{i=1}^{m} \Delta Fault_i \tag{117}$$

$$\Delta Fault_i = C_{34}\left(FAULTMAX_{i-1} - Fault_{i-1}\right)^2 DE_i \qquad (118)$$

Für jeden Monat wird der Bruchzuwachs proportional zum Energieverbrauch bei der Verformung der Untergrundes angenommen.

$$FAULTMAX_0 = C_{12}\delta_{curling}\left[\log(1+250.5^{erod})\log\left(\frac{P_{200}WetDays}{P_s}\right)\right]^{0,4} \qquad (119)$$

$$FAULTMAX_i = FAULTMAX_0 + 1,2.\sum_{i=1}^{m} DE_j \log(1+250.5^{erod})^{0,4} \qquad (120)$$

$Fault_m$ - Mittlere Verformung am Ende des Monats

$\Delta Fault_i$ - Zuwachsänderung im mittlere Querverformung während des Monats i [in]

$FAULTMAX_i$ - mittlere maximale Querverformung im Monat i [in]

$FAULTMAX_0$ -ursprüngliche mittlere maximale Querverformung [in]

DE_i - Akkumulierte Energiedichte des Unterbau im Monat i

EROD- Erosionsfaktor für den Unterbau Base

$\delta_{curling}$ - Maximale mittlere monatliche Aufwölbung nach oben infolge Temperatur und Feuchte

p_{200} - Prozent der Untergrundmaterial durch den № 200 Siebgang

P_s - Überlastung auf dem Untergrund [lb]

$WetDays$ - Durchschnittliche jährliche Zahl der regnerischen Tagen

- **Ausbruchsmodell**

Ausbrüche bei durchgehend bewerten Betondecken sind das Ergebnis von Ermüdungslängsrissen, die zwei benachbarten Querrisse überspannen. Sie treten typischerweise nahe dem Rand der Fahrspur auf, wenn die Platte konkav ist und wenn die Lastübertragung zwischen Platte und Bankett schlecht ist. Die Schätzung des Auftretens von Ausbrüche erfolgt durch folgende Schritte:

- Ermittlung von mittleren Querrissabstand und Rissöffnung
- Ermittlung von Lastübertragungseffizienz (LTE) über die Risse

Der Rissabstand beeinflusst die Rissbreite und die Lastübertragungseffizienz. Der mittlere Querrissabstand [inches] wird durch die folgende Formel berechnet:

$$\bar{L} = \frac{f_i - c\sigma_0\left(1 - \frac{2\zeta}{h}\right)}{\frac{f}{2} + \frac{u_m p}{c_1 d}} \qquad (121)$$

f_t- Betonzugfestigkeit [lb/in^2]
f- Reibungsbeiwert zwische den Platte und die Tragschicht
u_m- die maximale Verbundspannung zwischen die Stahlstäben und den Beton [lb/in^2]
p- Anteil an Bewehrungsfläche dividiert durch Plattenquerschnittsfläche [%]
d- Stabdiamenter [inches]
ζ - die Tiefe bis zur Beweherungsstelle (Bewehrungsposition)
C- Bradbury Aufwölbungskoeffizient berechnet für eine Spurbreite von 144 inches.

$$c_1 = 0{,}577 - 9{,}499.10^{-9}\frac{\ln\varepsilon_{tot-\zeta}}{(\varepsilon_{tot-\zeta})^2} + 0{,}00502.\bar{L}.\ln(\bar{L}) \qquad (122)$$

$\varepsilon_{tot-\zeta}$ - Die Gesamtdehnung (in/in) in einer Tiefe bis zur Beweherungsstelle, infolge Temperaturgradient und Schrumpfen für den gewählten Monat

$$\sigma_0 = \frac{E.\Delta\varepsilon_{tot}}{2.(1-\mu)} \qquad (123)$$

σ_0 - die Biegezugspannung
E- E-Modul des Betons
μ- Poisonische Zahl
$\Delta\varepsilon_{tot}$ - die äquivalente freie Aufwölbungsdifferenz zwischen Obere- und Unterseite der Betonplatte [in/in] infolge Temperatur- und Feuchtegradiente für den gewählten Monat

Die entsprechende mittlere Rissbreite, $c\bar{w}$ (0,001 inches) auf der Ebene der Stahlbewehrung ist:

$$c\bar{w} = \bar{L}\left(\varepsilon_{shr} + \alpha_t \Delta T_\zeta - \frac{c_2 f_\sigma}{E}\right).1000 \qquad (124)$$

ε_{shr} - die unbeschränkte Betonschrumpfung in der Tiefe der Bewehrung[in/in10^{-6}]
α_t - Wärmedehnzahl [/◦F]
ΔT_ζ - der Unterschied in Betontemperatur zwischen der Monatsmitteltemperatur und die Temperatur in der Tiefe der Stahl z (° F)

c_2 - Gleitreibungskoeffizient

f_σ - die maximale Längszugspannung auf der Ebene der Stahlbewehrung [lb/in2]

Die durchschnittliche Rissbreite $c\bar{w}$, ermöglicht die Berechnung der dimensionslose Scherübertragungskapazität des Risses durch Rissverzahnung:

$$s = 0{,}05\,h\ \exp(-0{,}032.c\bar{w})$$

die wiederum die Berechnung der kombinierten Riss Steifigkeit Jc der Rissverzahnung ermöglicht:
Risssteifigkeit J_c

$$\log(J_c) = -2{,}2\exp\left\{-2{,}718^{-\frac{J_s+11{,}26}{7{,}56}}\right\} - 28{,}85\exp\left\{-2{,}718^{-\frac{s-0{,}35}{0.38}}\right\} \qquad (125)$$
$$+49{,}8\exp\left\{-2.718^{-\frac{J_s+11{,}26}{7{,}56}}\right\}\exp\left\{-2{,}718^{-\frac{s-0{,}35}{0{,}38}}\right\}$$

Schließlich wird die Lastübertragungseffizienz der Risse berechnet:

$$LTE_c = \frac{100}{1+10^{\left(\frac{0{,}214-0{,}183\frac{a}{l}-\log(J_c)-R}{1{,}18}\right)}} \qquad (126)$$

Die Anzahl der Ausbrüche kann durch folgende Gleichung berechnet werden.

$$PO = \frac{106{,}3}{1+4{,}0.FD^{-0{,}4}} \qquad (127)$$

FD- akkumulierten Ermüdungsschäden

- **Rauhigkeitsmodell**

Bei bewehrten Betondecken wird die Rauhigkeit (IRI / km) als Funktion der Schäden, wie Ermüdungsrisse, Verformungen und Abplatzungen sowie der Anfangsrauheit eingegeben. Die Abplatzungen können ausgedrückt werden:

$$SPALL = \left[\frac{AGE}{AGE+0{,}01}\right]\left[\frac{100}{1+1{,}005^{(-12AGE+SCF)}}\right] \qquad (128)$$

SPALL- der Prozentsatz von Fugen mit mittlerer / hoher Schweregrad der Abplatzungen
AGE-Fahrbahnalter
SCF- Skalierungsfaktor

$$SCF = -1400 + 350AIR\%(0,5+PREFORM) + 1,36.f_c' \\ -0,2FTCYCAGE + 43h - 536WC_RATIO \quad (129)$$

AIR%- Luftporengehalt
PREFORM= 1, wenn ein Dichtstoff vewendet ist, = 0 wenn kein Dichtstoff verwendet ist
f_c'- Druckfestigkeit des Betons
FTCYCAGE – Jahresdurchschnittszahl an Frost-Tauwechseln
WC_RATIO- W/Z- Wert

Die Rauhigkeit ist durch folenden Ausdruck gegeben:

$$IRI = IRI_i + 0,0823CRK + 0,4417SPALL + 1,4929TFAULT + 25.24SF \quad (130)$$

SF- Regionalfaktor $$SF = AGE.(1+0,5556FI)\frac{1+P_{200}}{10^6} \quad (131)$$

Bei unbewehrte Betondecken wird die Rauhigkeit, als Funktion der IRI nach der Abnahmeprüfung, Fahrbahnalter und die Anzahl der Ausbrüche ausgedrückt:

$$IRI_m = IRI_i + 3,15PO + 28,35SF \quad (132)$$

7. Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit betrachtet das Ermüdungsverhalten von Straßenbaubetonen und leistet Beiträge zur Prognostizierung der Lebensdauer und Ermüdungsfestigkeit einer starren Straßenbefestigung.

Zunächst werden eine kurze Zusammenfassung der Entwicklung der Betonstraßen und eine Übersicht der Ermüdung von Stahlbeton einst gemacht.

Die Erforschung des Ermüdungsverhaltens liefert Information für die Einflüsse auf Lebensdauer, Schädigungsphasen der Ermüdung, Dehnungsverlauf, Schadensakkumulation, Rissbildungsmechanismen und Verfahren zur Bestimmung der Ermüdung. Mit dieser Information kann man den Ermüdungszustand des Betons beschreiben.

Die Untersuchung dieser Kriterien zeigt den Zusammenhang zwischen einwirkenden Zug- bzw. Biegezugbelastung, Festigkeiten des Betons und ertragbaren Lastwechseln N. Anderseits dient der durchgeführte Vergleich zwischen einigen Ermüdungskriterien zur Bestimmung der reallen ertragbaren Lastwechseln. Mit der Analyse einer quadratischen und einer schmalen Platte wurde gezeigt, dass die größten Spannungen an der Mitte des Plattenrandes auftreten und dass diese Lastposition maßgebend für die Ermittlung der ertragbaren Lastzyklen infolge Ermüdung ist

Im Rahmen der gegenständlichen Arbeit wird wertvolle Information über die Einflüsse wie Plattenabmessungen, Verkehrslastspannungen, Belastung infolge Temperatur und Material- und Schichtkenngrößen auf die rechnerische Dimensionierung von Betondecken geliefert. Die realitätsnahe Festlegung dieser Einflussparameter trägt wesentlich zu einer genaueren Bemessung von Betonplatten bei.

Mit Hilfe der in dieser Arbeit gewonnen Erkenntnisse soll die österreichische Dimensionierungsmethode überarbeitet und weiterentwickelt werden.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:Schichteigenschaften 52
Tabelle 2: Spannungen und Festigkeiten 58
Tabelle 3: Vergleich von Ermüdungskriterien.....59
Tabelle 4:Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q für die Einwirkungen bei unbewehrtem Beton [ONORM B 4700] [31].....74
Tabelle 5:Teilsicherheitsbeiwerte γ_C für den Widerstand bei unbewehrtem Beton [ONORM B 4700] [31].....74
Tabelle 6: Fahrspurfaktor S in Abhängigkeit von der Fahrstreifenbreite bf (bei Zwischenbreiten ist die kleinere Fahrstreifenbreite maßgebend) gem. RVS 03.08.63 [31] [30].....76
Tabelle 7: Mittlere Äquivalenzwerte für verschiedene Fahrzeugkategorien gem. RVS 03.08.063 [30] 77
Tabelle 8: mittlere Äquivalenzwerte für verschiedene Straßenkategorien 77
Tabelle 9: Österreichischer Oberbaustandart für Betondecken [30] [31].....78
Tabelle 10: Berechnungsradlast [41].....81
Tabelle 11: Temperaturfaktoren m_{T1} zur Berücksichtigung der Konzentration des Schwerverkehrs auf Tageszeiten hoher Temperaturgradienten 83
Tabelle 12: Temperaturfaktoren m_{T2} zur Berücksichtigung von Plattenlänge und -breite (nach RDO Beton) [41] 83
Tabelle 13:Kontaktfaktoren für die Auflagerungsbreite des Plattenrandes [41] 83
Tabelle 14: Strassenbetonklassen [41].....84
Tabelle 15: Straßenbetonklassen [41].....85
Tabelle 16: Dübelfaktoren m_{bD} [41].....86
Tabelle 17: Anpassungsfaktor m_b für die relevante Beanspruchungsart [41] 90
Tabelle 18: Querverteilungsfaktor γ_q [41] 90
Tabelle 19: Für die Dickenbemessung zu führende Nachweise [41].....91
Tabelle 20: Standartabweichung entsprechend einem Zuverlässigkeitsniveau [45] 95
Tabelle 21: Zuverlässigkeitsniveau [45] 95
Tabelle 22: Entwässerungsbeiwerte [45] 96

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Betonstraße in Görlitz 1928 [2] 11
Abbildung 2: Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit in Funktion der Statischen Festigkeit 15
Abbildung 3: Schematische Darstellung einer Wöhlerlinie für metallische Werkstoffe [4]16
Abbildung 4: Schädigungsverlauf bei druckbeanspruchten Betonzylindern im Einstufenversuch [5].....18
Abbildung 5: Phasen bei Ermüdungsbeanspruchung [4] [5] 18
Abbildung 6: Schematische Darstellung der Gegenüberstellung von Spannungs-Dehnungslinie und Ermüdungslinie [6] 18
Abbildung 7: Krümmungsumkehr des Belastungsastes des Spannungs-Dehnungslinie [3] 19
Abbildung 8: Stauchung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl: (a) Proben ohne Bruch; (b) Proben mit Bruch. Neu gezeichnet und modifiziert nach Gaede [3] 20
Abbildung 9: a)Rissverlauf bei geringer Dehnungsrate und b) Rissverlauf bei hoher Dehnungsrate mit Kornversagen [4] 23
Abbildung 10: Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus [4] 23
Abbildung 11: Auswertebeispiel zum Treppenstufenverfahren, nach Gurney [14].....25
Abbildung 12: Locati-Verfahren zur Abschätzung der Dauerfestigkeit mit nur einer Probe: Blockprogramm der Belastung und hypothetische Wöhler-Linien (a), Interpolation der Schädigungssummen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (b); nach Gurney [14] 26
Abbildung 13: Wirkung des Spannungsbereichs auf dem Normalbeton unter Dauerbeanspruchung [16] 28
Abbildung 14: Beziehungen infolge Gleichung 8: a) Wöhlerlinien für verschiedene Werte von R b)Smithdiagramm für verschiedene Werte von $\log_{10}N$ [18] 30
Abbildung 15: SMITH'sches Schaubild für Normalbeton [4] 33
Abbildung 16: Arten der Ermüdungsbeanspruchung und mögliche betroffene 35
Abbildung 17: Grafische Darstellung der f-N-T-R Beziehung [19].....36
Abbildung 18: Modifizierte Diagramm von Goodman 40
Abbildung 19: Wöhlerdiagrammen von den Untersuchungen von Oh: a) Serie 1; b) Serie 2; c) Kombination aus Serie 1 und 2;.....41
Abbildung 20: Arten von variablen Amplituden bei Ermüdungsbelastung [16] 42
Abbildung 21: Schadenskurven bei verschiedenen Spannungsniveau [16] 43
Abbildung 22: Ermüdungsfunktionen von Beton bei Balken- und Plattenversuche [26] ..46
Abbildung 23: Südtangente [26] 47
Abbildung 24: Nordtangente [26] 48
Abbildung 25: Nennfestigkeit der Platten mit verschiedener Dicken und Risstiefen normiert bezüglich der Festigkeit einer 152mm dickere Platte [26] 50
Abbildung 26: Österreichischer Oberbaustandart für Betondecken - Bautyp 5, Lastklasse S.....52
Abbildung 27: Plattenmodell 1 mit Abmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25 m 53
Abbildung 28: Plattenmodell 2 mit Abmessungen 3,75 x 5,5 x 0,25 m 53
Abbildung 29: Deformationen infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m.....54
Abbildung 30: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m 54
Abbildung 31: Deformationen infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m 55

Abbildung 32: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m 55
Abbildung 33: Deformationen infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m.....55
Abbildung 34: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 5,5 x 0,25m 56
Abbildung 35: Deformationen infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m 56
Abbildung 36: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 1 (Plattenmitte) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m 56
Abbildung 37: Deformationen infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x3,75 x 0,25m.....57
Abbildung 38: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 2 (Mitte des Plattenrandes) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m 57
Abbildung 39: Deformationen infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m 57
Abbildung 40: Spannungen auf der Unterseite der Betonplatte infolge Lastfall 3 (Plattenecke) Plattenabmessungen 5,5 x 3,75 x 0,25m 58
Abbildung 41: Plattenelement und Schnittkräfte in einer Platte [31].....60
Abbildung 42: Maßgebliche Lastfalle für Verkehrslastspannungen beim Berechnungsverfahren nach Westergaard [1] [31].....63
Abbildung 43: Auswirkung der Temperatur [32] 66
Abbildung 44: Aufwölben der Plattenränder [2] 67
Abbildung 45: Konkave Verformung bei Austrocknung (Schwinden) von oben sowie Verformung bei nachfolgender Erwärmung (nach RDO Beton) [2].....67
Abbildung 46: Verformung und zugehörige Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite [31].....69
Abbildung 47: Eigenschaften der Unterlage [2] 71
Abbildung 48: Radlast [31].....76
Abbildung 49: Schema des Nachweisverfahrens für die rechnerische.....87
Abbildung 50: Entwicklung des Ermüdungsfaktors $\gamma_{c,fat}$ über die Summe äquivalenter Lastübergänge B_n am Beispiel für Querverteilung des Verkehrs bei Plattenbreiten > 3,75m [41].....91
Abbildung 51: Bemessungsnomogramm [45].....98
Abbildung 52: Die ertragbare Anzahl an Achslastübergänge ist ermittelt durch die Biegefestigkeit des Betons [44].....100
Abbildung 53: Kritische Achslastposition [44].....100
Abbildung 54: Der äquivalent Rand- Spannungsfaktor hängt von der Prozent der Lkw am Rand [44].....101
Abbildung 55: Korrelation zwischen den Achslastübergänge bis zum Versagen und maximale Durchbiegung [44].....102
Abbildung 56: MEPDG- Prozess [47] 103

Quellenverzeichnis

[1] J. Eismann, Betonfahbahnen, Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst and Sohn, 1979.

[2] Ehrlich, Norbert; Hersel, Otmar, Straßenbau heute –Betondecken, Erkrath: BetonMarketing Deutschland GmbH, Erkrath, 2010.

[3] Г. Щилиянов, Строителство на автомобилни пътища, София: Държавно издателство "Техника", 1980.

[4] P. Fehlmann, Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken, Zürich: ETH Zürich, 2012.

[5] R. Hohberg, Zum Ermüdungsverhalten von Beton, Berlin: Technische Universität Berlin, 2004.

[6] H. Weigler, „Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung," in Technisch-wissenschaftliche Zement-Tagung, Hannover, 1980.

[7] D. A. Hordijk, Thesis: Local approach to fatigue of concrete, Delf: W.D. Meinema b.v. Delf, 1974.

[8] Mehmel, A. und Kern, E, „Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung,Heft No. 153," Deutscher Ausschuss für Stahlbeton,, Berlin, 1962.

[9] J. van Ornum, „The Fatigue of Concrete," Transactions of the American Society of, 1906.

[10] J. Holmen, „"Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading," ACI Special Publication, 1982.

[11] K. Gaede, „Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung und über den Einfluß der Grösse der Proben auf die Würfeldruckfestigkeit von Beton," Heft No. 144, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1962.

[12] F. WITTMANN, Structure of concrete with respect to crack formation, Fracture Mechanics of, Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing company, 1983, pp. 43-47.

[13] P.Rossi, „A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high," in Materials and Structures, Paris, Springer, 1991, pp. 422-424.

[14] J. WALRAVEN, J. FRÉNAY und A. PRUIJSSERS, „Influence of concrete strenght and load history on the on the shear friction capacity of concrete members," PCI Journal, pp. 66-83, 1987.

[15] M. V. Dieter Radaj, Ermüdungsfestigkeit, Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 2007.

[16] W. WEIBULL, Fatigue testing and analysis of results, Northern Ireland at The Universities Press, Belfast: Pergamon Press, 1961.

[17] Elisa D. Sotelino, Alireza Asgari, Andrew C. Saksa, Guillermo Cedeno, „Damage Analysis of Jointed Plain Concrete," Purdue University, Indiana, 2005.

[18] J. Söderqvist, „Design of Concrete Pavements – Design Criteria for Plain and Lean Concrete," Stockholm, 2006.

[19] R. Tepfers und T. Kutti, „Fatigue Strenght of Plain, Ordinary and Lightweight Concrete," American Concrete Institute, USA, 1978.

[20] T. Hsu, „Fatigue of Plain Concrete," ACI Journal, USA, Houston, 1981.

[21] Jeffery Roesler, Paul C. Littleton, Jacob E. Hiller, Genevieve E. Long, „Effect of stress state on concrete slab fatigue resistance," Federal Aviation Administration, Illinois, 2004.

[22] R. Tepfers, „Tensile Fatigue Strenght of Plain Concrete," ACI JOURNAL, 1979.

[23] Johann Litzka, Christian Molzer, Ronald Blab, Modifikation der österreichischen Methode zur Dimensionierung des Straßenoberbaues, Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschung Heft 465, 1996.

[24] Ralejs Tepfers, Claes Friden and Leif Georgsson, „A study of the applicability to the fatigue of concrete of the Palmgren- Miner partial damage hypothesis," Magazine of Concrete Reserach, Bde. %1 von %229,No.100, pp. 123- 130, 1977.

[25] H. A. W. Cornelissen, Fatigue failure of concrete in tension, Delf: Delft University of Technology, 1984.

[26] B. H. Oh, „Fatigue Analysis of Plain Concrete in Flexure," Journal of Structural Engineering, Bd. 112, pp. 273-288, 1986.

[27] J. Roesler, „Fatigue Resistance of Concrete Pavements," in 6th International DUT – Workshop on Fundamental Modelling of Design and Performance of Concrete Pavements, Illinois, 2006.

[28] Bazant Z.P. and Kazemi M.T., „Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete," International Journal of Fracture, 1990.

[29] Bazant, Z. P. and Becq-Giraudon, E., „Statistical Prediction of Fracture Parameters of Concrete and Implications for Choice of Testing Standard," 2002.

[30] J. A. Eid, „Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping)," Technische Univesität München, München, 2011.

[31] RVS 03.08.63 Straßenplannung- Bautechnische Detail- Oberbaubemssung, Wien: FSV, 2005.

[32] R. Blab, M. Hoffmann, M. Langer, S. Marchtrenker, P. Niescher, M. Peyerl, J. Steigenberger, Betonstraßen- Das Handbuch, Wien: Zement und Beton Handels- und Werbe-GmbH, 2012.

[33] M. J. Darestani, Dissertation: Response of concrete pavements under moving vehicular loads and environmental effects, Queensland: Queensland University of technology, 2007.

[34] „RVS 08.15.01 Technische Vertragsbedingungen,Unterbauplanum und ungebundene Tragschichten," FSV,BMVIT, ASFINAG, Wien, 2010.

[35] FGSV, „Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau,"

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 2004.

[36] FGSV, „Technische Lieferbedingugen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau," Forschungsgesellschaft für Straßen- uns Verkehrswesen (FGSV), Bonn, 2004.

[37] „RVS 08.16.01 Anforderungen an Asphaltschichten," FSV, BMVIT, ASFINAG, Wien, 2007.

[38] FGSV, „Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton- StB)," Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 2007.

[39] FGSV, „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton- StB)," Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 2007.

[40] S. Foos, „Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen," Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurund, Karlsruhe, 2006.

[41] RVS 08.17.02 Deckenherstellung, Wien: FSV, BMVIT, ASFINAG, 2011.

[42] FGSV, Richtliniern für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO), Bonn, 2009.

[43] A.M. Ioannides, M.R. Thompson and E.J. Barenberg, „Westergaard solutions reconsidered," Transportation Research Record 1043, pp. 13-22, 1986.

[44] Teller, L. W., and Sutherland, E. C., „The structure design of concrete pavements,part 2: observed effects of variations in temperature and moisture on the size, shape, and stress resistance of concrete pavement slabs.," Public Roads, Bd. 16(9), pp. 169-197, 1935.

[45] R. G. Parker, Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavement, Chicago: Portland Cement Assosiation, 1984.

[46] AASHTO Guide for Design of Pavement Structurer, Washington: America Association of State Highway and Transportation Officials, 1993.

[47] N. Delatte, Concrete Pavement Design, Construction and Performance, New York: Taylor & Francis, 2007.

[48] Qiang LI, Danny X. XIAO, Kevin D. HALL, Yanjun QIU, „Mechanistic-empirical pavement design guide," Journal of Modern Transportation, pp. 114-133, Januar 2011.

[49] A. T. Papagiannakis, „Mechanistic-Empirical Pavement Design," Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Bd. 7, Nr. 44, pp. 75-82, 2013.