

**Trag- und Verformungsverhalten
großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke
unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion**

Dissertation

zur

**Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

der

**Abteilung Bauingenieurwesen
im Fachbereich D an der
Bergischen Universität Wuppertal**

von

Kirsten Stopp

aus Wuppertal

2010

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20101217-161550-6

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20101217-161550-6>]

Kurzfassung

Für eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion bei der Berechnung großflächig gegründeter Tragwerke wurde ein ganzheitliches numerisches Modell entwickelt, mit welchem sowohl die Bauwerks- als auch die Bodensteifigkeit in einer Ein-Schritt-Berechnung berücksichtigt werden kann. Iterative Berechnungsschritte wie beim Bettungsmodulverfahren entfallen hiermit. Im Zuge einer räumlichen Modellierung können nun unter Einbeziehung des Überbaus und des nichtlinearen Bodenverhaltens die gegenseitigen Einflüsse untersucht und quantifiziert werden.

Zur Validierung des Modells wurde ein Messprogramm entwickelt, welches die Spannungen und Verformungen in der Bodenplatte und im Baugrund eines großen Kraftwerksfundaments aufzeigt. Hierdurch konnten zusätzlich neue Einblicke in die Zwangbeanspruchung massiger Bodenplatten infolge saisonaler Temperaturbeanspruchungen gewonnen werden.

Abstract

For a realistic simulation of the soil-structure-interaction of large-scale founded structures a holistic model was developed, which considers both the stiffness of the structure and the stiffness of the soil in a one-step calculation. Iterative calculation steps which are needed for the modulus of subgrade reaction can be omitted. In the course of a three-dimensional modeling the reciprocal influences can be analysed and quantified under consideration of the superstructure and non-linear soil behaviour.

To validate the model a monitoring programme for an extremely large power plant foundation slab was developed, which identifies the stresses and deformations in the foundation slab and the subsoil. Hereby, additionally new insight into restraint stresses of massive slabs caused by seasonal temperature changes has been obtained.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehr- und Forschungsgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke der Bergischen Universität Wuppertal.

An erster Stelle gilt mein herzlicher Dank Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Harte für die Anregung zu dieser Arbeit, das mir entgegengebrachte Vertrauen und die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Placzek und Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Gutermann für ihr Interesse an der vorliegenden Arbeit sowie deren Begutachtung.

An Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort geht mein Dank für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Darüber hinaus danke ich allen am Gelingen dieser Arbeit beteiligten Kollegen, Projektpartnern, Diplomanden, wissenschaftlichen Hilfskräften und Freunden sehr für Ihre Unterstützung.

Der Vattenfall Generation Europe AG sei für die Finanzierung großer Teile dieser Arbeit im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens „Messtechnische Erfassung und Bewertung des Lastabtrags großflächig gegründeter Kraftwerkskomponenten in den Baugrund“ gedankt.

Mein besonderer Dank gilt meinen Eltern, die mir diesen Weg ermöglichten und mir stets zur Seite standen.

Wuppertal, im Dezember 2010

Kirsten Stopp

Tag der Einreichung: 13. Juli 2010
Tag der mündlichen Prüfung: 29. Oktober 2010

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Harte
Prof. Dr.-Ing. D. Placzek
Prof. Dr.-Ing. M. Gutermann

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

Inhaltsverzeichnis

Symbolverzeichnis	IX
1 Einführung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise	4
1.3 Gliederung	4
2 Theoretische Grundlagen	6
2.1 Bodestoffgesetze im Rahmen der Kontinuumstheorie	6
2.1.1 Mechanisches Verhalten granularer Böden	6
2.1.2 Theorien zur Beschreibung des Bodenverhaltens	10
2.1.3 Verwendete elastische Formulierungen	12
2.1.4 Komponenten der Elasto-Plastizitätstheorie	14
2.1.5 Verwendete elasto-plastische Modelle	22
2.2 Tragverhalten von Plattengründungen	30
2.2.1 Allgemeines Plattentragverhalten	31
2.2.2 Beanspruchungszustand aus lastabhängigen Einwirkungen	33
2.2.3 Beanspruchungszustand aus lastunabhängigen Einwirkungen	36
2.3 Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion	48
2.3.1 Klassische Berechnungsverfahren	48
2.3.2 Stand der Technik aus baupraktischer Sicht	53
3 Ganzheitliche numerische Modellierung	55
3.1 Finite-Elemente-Methode	55
3.2 Bodenmodellierung	58
3.2.1 Numerische Umsetzung inelastischen Materialverhaltens	58
3.2.2 Verifikation der implementierten Stoffgesetze	65

3.3	Bauwerksmodellierung	76
3.4	Modellierung der Interaktion	78
3.4.1	Ganzheitliches Modell	78
3.4.2	Abbildung des unendlichen Halbraums mittels infinitesimaler Elemente	80
3.4.3	Identifikation des Berechnungsausschnitts	83
4	Messprogramm	85
4.1	Kraftwerkskomponenten	85
4.2	Konzept	86
4.3	Geologische Verhältnisse	89
4.4	Eingesetzte Messtechnik	90
4.4.1	Dehnungsmessungen	90
4.4.2	Betonspannungsmessungen in der Bodenplatte	93
4.4.3	Betonspannungsmessungen im Stützensockel	94
4.4.4	Sohldruckmessungen	97
4.4.5	Verformungsmessungen	98
4.4.6	Temperaturmessungen	99
4.4.7	Messwerterfassung und -bereinigung	100
4.5	Messtechnisch bestückte Fundamente	100
4.5.1	Kesselhaus	100
4.5.2	REA-Schaltanlagegebäude	108
5	Analyse des Beanspruchungszustandes einer massigen Bodenplatte	110
5.1	Numerische Simulation der Bodenplatte	110
5.2	Einwirkungen infolge saisonaler Temperaturschwankungen	114
5.2.1	Temperaturmessstellen und Randbedingungen	114
5.2.2	Temperaturgang	116
5.2.3	Temperaturgradient über die Plattendicke	118
5.2.4	Temperaturanteile	119
5.3	Validierung der Kesselstützenlast	124
5.3.1	Messergebnisse Druckkissen	124
5.3.2	Spannungsverteilung über den Querschnitt	126
5.3.3	Temperaturbeeinflusster Spannungsverlauf	131
5.3.4	Ermittlung der Gesamtstützenlast	133
5.4	Ermittlung des Lastabtrags in der Bodenplatte	138

5.4.1	Messergebnisse Dehnungsaufnehmer	138
5.4.2	Temperaturinduzierter Beanspruchungszustand	148
5.4.3	Dehnungsverteilung über den Querschnitt	153
5.4.4	Ableitung des systembedingten Elastizitätsmoduls	155
5.4.5	Räumlicher Beanspruchungszustand	159
6	Verifikation des Boden-Bauwerk-Interaktionsmodells	165
6.1	Allgemeines	165
6.2	Kalibrierung der Stoffgesetze anhand eines Ödometerversuchs	166
6.3	REA-Schaltanlagegebäude	167
6.3.1	Diskretisierung	167
6.3.2	Elasto-plastische Halbraummodellierung	169
6.3.3	Einfluss der Bauwerkssteifigkeit	172
6.4	Bodenplatte der Hauptkomponenten	174
6.4.1	Diskretisierung	174
6.4.2	Elastische Halbraummodellierung	176
6.4.3	Vergleich von räumlicher und ebener Berechnung	178
7	Zusammenfassung und Ausblick	179
7.1	Zusammenfassung	179
7.2	Ausblick	181
	Literaturverzeichnis	184
	Normen und Richtlinien	196
	Anhang	197
A	Bestimmung der benötigten Stoffgesetzparameter	197
B	Partielle Ableitungen der Fließfunktionen	202
C	Materialformulierung des verwendeten Schalenelementes	204
D	Zusammenstellung weiterer Messwertverläufe	206

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Abkürzungen

C	Kalibrierfaktor
DMS	Dehnungsmessstreifen
DP	Drucker-Prager
DS-B	Dehnungssensor für Beton
DS-S	Dehnungssensor für Stahl
EG	Eigengewicht
ELE	Erdbaulaboratorium Essen
FE	Finite Elemente
FOR	Forschergruppe
GOK	Geländeoberkante
GMB	Gesellschaft für Montan- und Bautechnik
G-E	Spannungsaufnehmer mit elektrischer Ausführung
G-P	Spannungsaufnehmer mit pneumatischer Ausführung
GZ	Grenzzustand
IFE	Infinite Elemente
KH	Kesselhaus
KST	Kesselstütze
LF	Lastfall
MC	Mohr-Coulomb
MH	Maschinenhaus
MPA	Materialprüfanstalt
MST	Messstelle
REA	Rauchgasentschwefelungsanlage
SAG	Schaltanlagengebäude
SS	Spannungssensor
TT	Treppenturm
UMFPACK	Unsymmetric MultiFrontal Package
v.E.	vom Endwert
VGB	Verband der Großkraftwerks-Betreiber
WP	Wendepunkt

Große Lateinische Buchstaben

B	Breite eines Fundaments, Verschiebungs- Verzerrungsmatrix
C, C^*	Temperaturkonstante, Konstante bei der Zerlegung des Temperaturprofils
C^{el}	Elastizitätstensor
C^{ep}	elasto-plastischer Tangentenmodul
D	Parameter des Drucker-Prager Kappenmodells
E	Elastizitätsmodul
E_m	Zusammendrückungsmodul
E_s	Steifemodul
$E_{s,w}$	Wiederbelastungsmodul
F	Fließfunktion, Kraft
G	plastisches Potential, Schubmodul
H	Parameter nach Holzlöhner (1985)
H	Verfestigungsmodul
I	Trägheitsmoment
I_1, I_2, I_3	Invarianten des Spannungstensors
I_D	bezogene Lagerungsdichte
J_1, J_2, J_3	Invarianten des Spannungsdeviators
K	Kompressionsmodul, Konstante nach Butler (1975), Steifigkeitsmatrix
K_0	Erdruhedruckbeiwert
L	Länge eines Fundaments
R	Elliptizität der Kappe des Drucker-Prager Kappenmodells
S	Sättigungsgrad
T	Temperatur
T_0	Temperatur am Messort
ΔT	Temperaturdifferenz
V	Volumen
W	maximale volumetrische plastische Verzerrung
X_0	hydrostatische Anfangsdruckfestigkeit

Kleine Lateinische Buchstaben

c	Kohäsion, spezifische Wärmekapazität
d	Lamellenschichtdicke
e	Porenzahl
f	Setzungsbeiwert
f_0	Eigenfrequenz
h	Bauteildicke

k	Parameter des Drucker-Prager Modells
k_s	Bettungsmodul
l	Länge
m	Masse
n	Porosität
p	Druck, Flächenlast
q_c	Drucksondierwiderstand
s_{ij}	Spannungsdeviator
Δt	Temperaturgradient
w	Durchbiegung
z	Tiefe

Griechische Buchstaben

α	Parameter des Drucker-Prager Modells
α_T	thermischer Ausdehnungskoeffizient
$\alpha_{\ddot{u}}$	Wärmeübergangskoeffizient
γ_T	kubische Temperaturdehnzahl
γ	Wichte
ε	Dehnung
θ	Lode-Winkel
κ	Krümmung, Verfestigungsparameter, Korrekturbeiwert für die Setzungsberechnung
λ	LAME'-Konstante, Wärmeleitfähigkeit
$d\lambda, \Delta\lambda$	plastischer Multiplikator
μ	LAME'-Konstante
ν	Querkontraktionszahl
ν_K	Konzentrationsfaktor nach FRÖHLICH
ρ	Rohdichte
σ	Spannung
σ_0	Sohldruck
σ_W	Wölbspannung
φ	Reibungswinkel
ψ	Dilatanzwinkel

Indizes

A	Aufnehmer
c	Beton
C	Cap - Kappe
DP	Drucker-Prager
el	elastische

E	nichtlinear
EG	Eigengewicht
E, m	Eigenspannung, Mitte
E, r	Eigenspannung, Rand
gem	gemessen
gr	Grenz-
k	konstant
l	linear
m	Mitte
o	oben
pl	plastisch
sym	symmetrisch
$unsym$	unsymmetrisch
s	deviatorisch
t	thermisch
u	unten
vM	von Mises
$vorh$	vorhanden
v	volumetrisch
w	Wölbspannung
x, y, z	Koordinatenrichtungen
σ	spannungserzeugend

Hier nicht aufgeführte Größen sind im Text erläutert.

Innerhalb dieser Arbeit gilt die Vorzeichenkonvention der Strukturmechanik: Zug ist positiv.

Kapitel 1

Einführung

1.1 Motivation

Die Finite-Elemente-Methode ist als Instrument der Berechnungsanalyse beliebig komplexer Strukturen für das Bauwesen substantiell geworden. Die Forschung zur sowohl geometrisch als auch physikalisch nichtlinearen numerischen Analyse ist inzwischen weit fortgeschritten, unterstützt durch die rapiden Entwicklungen im Bereich der Rechenleistung. Für den Stahlbetonbau zeigt sich dies letztendlich auch durch die Aufnahme von nichtlinearen Analyseverfahren in die Normung und damit in die Berechnungspraxis mit der expliziten Einführung der DIN 1045-1 im Jahre 2001. Für die Berechnung von Stahlbetonflächentragwerken ermöglicht dies unter anderem eine Querschnittsoptimierung durch Berücksichtigung von biaxialem Lastabtrag und Lastumlagerung. Folgerichtig beschäftigen sich neuere Forschungsbereiche deshalb immer stärker auch mit Langzeiteinwirkungen und Degradationsprozessen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Tragwerken. Dem gegenüber steht jedoch immer noch eine lediglich rudimentäre Abbildung des Baugrunds mittels Federn.

Nur für wenige Großprojekte wurden bislang ganzheitliche Modelle unter Berücksichtigung des Bodenhalbraums aufgestellt. Es ist bisher nicht bekannt, inwieweit besonders nichtlineare Berechnungsergebnisse großer Flächentragwerke von einer wirklichkeitsnahen Abbildung des Untergrundes beeinflusst würden. Darüber hinaus führt eine ungenaue Vorhersagemöglichkeit der entstehenden Setzungen in der Berechnungspraxis zu konservativen Berechnungsannahmen und damit gegebenenfalls zu unwirtschaftlichen Ergebnissen. Das bisher in der Praxis übliche Vorgehen bei der Setzungsberechnung impliziert einen iterativen Berechnungsvorgang. Nach einer ersten Abschätzung der auftretenden Lasten in der Gründungsebene der räumlichen Struktur durch den Tragwerksplaner wird vom Bodengutachter eine Setzungsberechnung durchgeführt. Dies erfolgt unter Einbeziehung der Ergebnisse aus der Baugrunderkundung zu Schichtenaufbau und bodenmechanischen Kennwerten, jedoch bleibt die Lastumverteilung durch den steiferen Überbau außer Betracht. Vielfach wird nur eine Schnittbetrachtung durchgeführt und die Struktur linear-elastisch als Balkenelement idealisiert. Hieraus werden bereichsweise konstante Bettungsmoduln bestimmt, die als ebenfalls bereichsweise konstante Federsteifigkeiten in eine

erneute Strukturanalyse des Tragwerksplaners einfließen. Aufgrund der nun veränderten Lagerung wird eine Neuverteilung der Gründungslasten bzw. des Sohldrucks hervorgerufen. Mit diesen neu berechneten Gründungslasten aktualisiert der Bodengutachter die Bettungsmoduln. Dieser Vorgang wird so oft wiederholt, bis es zu keiner wesentlichen Neuverteilung der Lasten mehr kommt (Bild 1.1).

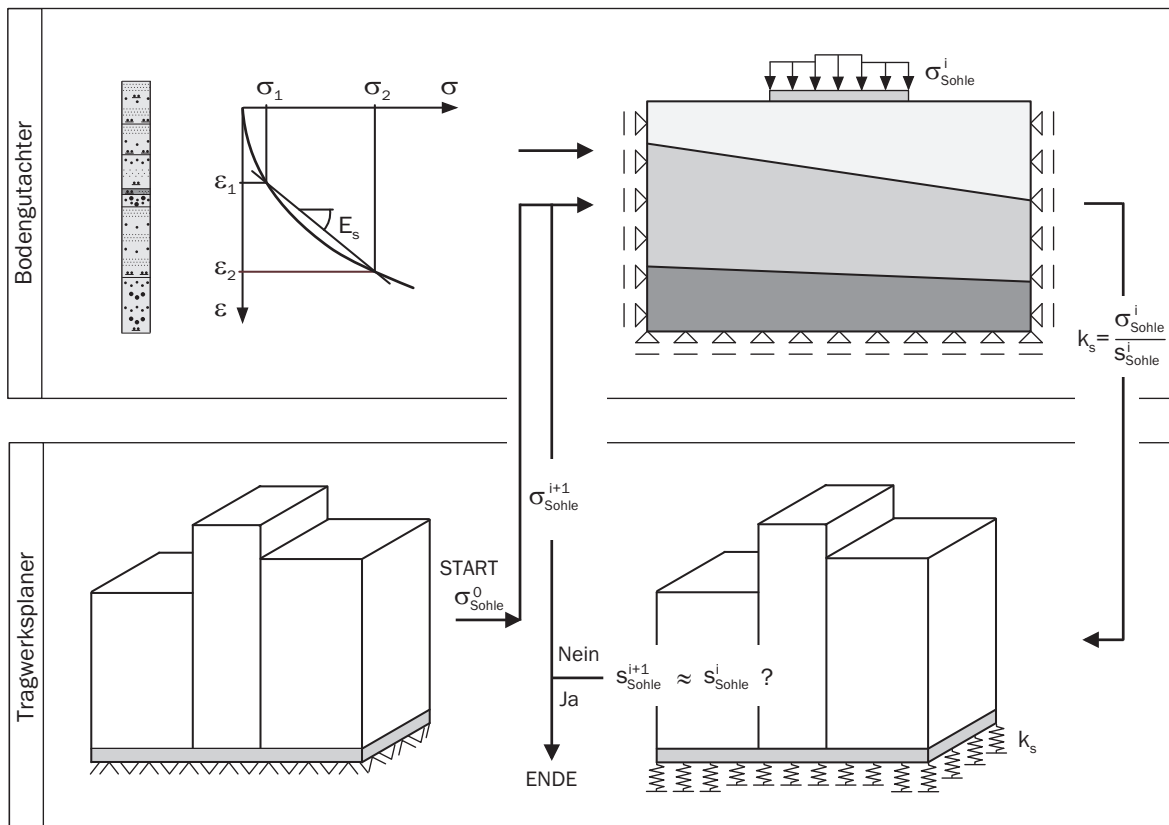


Bild 1.1: Iterativer Berechnungsprozess zwischen Bodengutachter und Tragwerksplaner

Dieses Vorgehen wird der mittlerweile weitentwickelten Strukturanalyse nicht gerecht. Durch Setzungsdifferenzen können Zwangbeanspruchungen hervorgerufen werden, die zu einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit führen. Für Stahlbetontragwerke gilt dies besonders dann, wenn sie großflächig gegründet sind und hinsichtlich ihrer übrigen Beanspruchungen in Geometrie und Querschnitt optimiert wurden. Zur wirklichkeitsnahen Modellierung wird ein ganzheitliches Rechenmodell benötigt, welches sowohl die Steifigkeitseigenschaften der Struktur als auch die des Bodens berücksichtigt. Im verwendeten Programmsystem FEMAS 2000 ist der Ansatz eines sehr komplexen Materialverhaltens für die Stahlbetonstruktur möglich [Andres 2004], [Wörmann 2004]. Auch kann der Boden durch Volumenelemente im Rahmen der Finite-Elemente-Methode unter ergänzender Heranziehung infiniter Elemente für den unendlichen Bodenhalbraum abgebildet und der Rechengang somit in einer Ein-Schritt-Berechnung durchgeführt werden [Mahran 2004]. Bisher gilt dies jedoch nur für ein lineares Strukturverhalten und eine elastische Halbraumberechnung, mit der keine quantitative Aussage bezüglich der Setzungen möglich ist.

Eine Implementierung nichtlinearer Bodenstoffgesetze ist prinzipiell möglich, jedoch fehlen bisher Messergebnisse zur Validierung von numerischen Modellrechnungen großflächig gegründeter Tragwerke. Ebenso wie die Forschung im Bereich der Werkstoffmodellierung des Stahlbetons ist auch diejenige im Bereich der Bodenstoffgesetzformulierung weit vorangeschritten. Im Rahmen von Untersuchungen der Boden-Bauwerk-Interaktion wird sie jedoch hauptsächlich für geotechnische Problemstellungen eingesetzt. Ergebnisse zu flach gegründeten Tragwerken finden sich in der Literatur nur wenige, auch wenn aufgrund des Umlagerungspotenzials des aufgehenden Bauwerks Bedarf besteht. Im Gegensatz zu einigen wenigen Untersuchungen an Einzelfundamenten auf realem Baugrund liegen für großflächige Flachgründungen, bei denen man aufgrund der Dimensionen auf in-situ Messwerte angewiesen ist, keine Messdaten zum Trag- und Verformungsverhalten vor. Eine Ausnahme bilden die großmaßstäblichen Versuche an Berliner Flaktürmen, wobei die Setzungen jedoch lediglich geodätisch bestimmt wurden [Muhs 1952]. Zudem sind gesicherte Angaben über sowohl Einwirkungen als auch gleichzeitiges Bauteil- und Baugrundverhalten nur sehr schwer und mit sehr großem Aufwand zu erhalten. Gerade deshalb sind für großflächige Tragwerke noch viele Fragen zum Interaktionsverhalten offen, vor allem was die Breiten- und Tiefenwirkung der Setzung anbelangt. Eine ausschließliche Implementierung von nichtlinearen Stoffgesetzen ohne Kenntnis des realen Verformungsverhaltens ist somit bei weitem nicht ausreichend. Da Ergebnisse von Einzelfundamenten nicht auf Bodenplatten übertragbar sind, gab es bisher keine Möglichkeit der Validierung. Auch Informationen über die genauen Lastabtragungsmechanismen schon in der Gründung sind nicht gesichert verfügbar, da bei versuchstechnischen Untersuchungen im Labor aufgrund der Kleinmaßstäblichkeit das Tragverhalten nicht abgebildet werden kann. Zusätzliche Einflüsse aus der Bodenreaktionskraft erschweren die Verallgemeinerung.

Durch das Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Messtechnische Erfassung und Bewertung des Lastabtrags großflächig gegründeter Kraftwerkskomponenten in den Baugrund“ der Vattenfall Generation Europe AG wurde die Gelegenheit zur Untersuchung des Interaktionsverhaltens großflächiger Gründungen geschaffen. Das Vorhaben bildet die Grundlage der vorliegenden Arbeit. Für die Bodenplatte eines Kraftwerkfundamentes mit Abmessungen von $140\text{ m} \times 83\text{ m} \times 3,8\text{ m}$ wird ein Messprogramm konzipiert, wodurch Messwerte zur Verfügung stehen, die erstmalig über den Prozess der Hydratationswärmentwicklung hinausgehende Einblicke in das Trag- und Verformungsverhalten großflächiger Gründungen erlauben. Es werden Messungen durchgeführt, die Informationen über die Größe einer maßgeblichen Einzellast liefern sowie deren Lastabtrag durch die Bodenplatte in den Baugrund aufzeigen. Darüber hinaus wird die räumliche Sohlspannungsverteilung unterhalb des Fundamentes sowie die horizontalen als auch vertikalen Verformungen im Baugrund bestimmt. Um einen Maßstabeffekt zu vermeiden, werden zusätzlich an zwei jeweils kleineren Fundamenten geotechnische Messungen durchgeführt. Der Kraftwerksbau bietet für die Untersuchungen ein geeignetes Umfeld, da sehr hohe Lasten in den Baugrund eingeleitet werden müssen, jedoch bedingt durch den Anlagenbau nur geringste Setzungsdifferenzen erlaubt sind. Im Zuge der Bearbeitung der Messdaten stellte sich ein der Größenordnung nach nicht erwarteter Einfluss aus saisonaler Temperatur auf die Zwangbeanspruchung der Bodenplatte heraus. Durch die Untersuchung können nunmehr neue Einblicke in die Zwangbeanspruchung massiger Bodenplatten gewonnen werden.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel der Arbeit ist die Entwicklung und Validierung eines praxisgerechten ganzheitlichen numerischen Modells, das zum einen die Eigenschaften der Bauwerksstruktur erfasst, zum anderen die Steifigkeitseigenschaften des Bodenhalbraums berücksichtigt. Letztendlich soll damit die Möglichkeit geschaffen werden, die Auswirkungen der Boden-Bauwerk-Interaktion auf das Tragwerk untersuchen zu können. Dabei stehen vor allem großflächig gegründete Tragwerke im Blickpunkt des Interesses.

In einem ersten Teil sind hierfür geeignete Stoffgesetze mit unterschiedlichem Abstrahierungsgrad für die ganzheitliche Modellierung des geschichteten Bodenhalbraums zu identifizieren und in das Programmsystem FEMAS 2000 zu implementieren. Gesucht werden dabei Stoffgesetze, die nur wenige und leicht bestimmbare Parameter besitzen, jedoch theoretisch fundiert sind und nach Möglichkeit einen großen Bereich von Böden abdecken. Der Fokus liegt auf der Abbildung granularer Böden unter Vernachlässigung der Dreiphasigkeit. Für das gewünschte praxisgerechte Modell gilt für die Beschreibung des Bodens der Leitsatz: „So einfach wie möglich, so genau wie nötig“. Vor diesem Hintergrund wird parallel eine Untersuchung mit einem elastischen Halbraummodell mit tiefenabhängigem Steifemodul durchgeführt, um die Reichweite und Aussagekraft elastischer Ansätze gegenüber den unterschiedlich detaillierten plastischen Stoffgesetzen für Berechnungen großflächig gegründeter Tragwerke zu eruieren.

Der zweite Schwerpunkt liegt auf der Validierung des Modells an in-situ gewonnenen Messwerten großflächig gegründeter Kraftwerksfundamente. Hierfür war gemeinsam mit dem Erdbaulaboratorium Essen (ELE) und der Gesellschaft für Montan- und Bautechnik (GMB) ein Messprogramm zu konzipieren. Im Rahmen dieser Arbeit gilt es darüber hinaus auch die Messdaten der instrumentierten Bodenplatte auszuwerten und hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens unter Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion zu analysieren und zu interpretieren. Großen Raum nimmt dabei die Untersuchung der Zwangbeanspruchung der massigen Bodenplatte infolge der saisonalen Temperaturschwankung ein, die sich im Zuge der Bearbeitung als bedeutend herausstellte.

1.3 Gliederung

Die vorliegende Arbeit ist in sieben Kapitel gegliedert, deren Inhalt im Folgenden zusammengefasst wird:

- Im gegenwärtigen *Kapitel 1* werden die Gründe für die Bearbeitung des Forschungsthemas Boden-Bauwerk-Interaktionsverhalten im Hinblick auf großflächig gegründete Tragwerke erläutert. Die Zielsetzung und Vorgehensweise der Arbeit wird vorgestellt.
- Mit *Kapitel 2* werden die theoretischen Grundlagen für diese Arbeit geliefert. Der erste Teil widmet sich der kontinuumsmechanischen Stoffgesetzformulierung. Nach der Darstellung des mechanischen Verhaltens granularer Böden werden die Grundzüge der Plastizitätstheorie erläutert. Auf diesen baut die Beschreibung der Stoffgesetze, die in dieser Arbeit implementiert werden, auf. Im zweiten Teil wird der Stand

der Technik sowohl hinsichtlich der Beanspruchungs- und Lastabtragungsmechanismen als auch der Boden-Bauwerk-Interaktion großflächig gegründeter Tragwerke im Hinblick auf die spätere messtechnische und numerische Untersuchung der Kraftwerksfundamente dargelegt. Ein Schwerpunkt bildet hierbei das Verhalten massiger Bodenplatten unter thermischen Einwirkungen.

- In *Kapitel 3* wird die ganzheitliche numerische Modellierung beschrieben. Neben einem kurzen Überblick über die Abbildung des Strukturverhaltens liegt das Augenmerk auf der Implementierung der inelastischen Materialgleichungen des Bodens. Das verwendete Return-Mapping-Verfahren wird dargestellt und die implementierten StoffgesetZRoutinen anhand aussagekräftiger Beispiele verifiziert. Die Identifikation des Berechnungsausschnitts und die Theorie der eingesetzten Infinite-Elemente-Methode werden erläutert.
- Das konzipierte Messprogramm zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Kraftwerksfundamente wird in *Kapitel 4* dargelegt. Neben einer Bauwerks- und Baugrundbeschreibung erfolgt die Vorstellung des Konzeptes und der gewählten Messstellen. Als Messgrößen werden die horizontalen und vertikalen Bodenverformungen, die Sohlspannungen, die Beton- und Stahldehnungen in der Bodenplatte sowie die Betonspannungen zur Ermittlung der eingeleiteten Stützkraft herangezogen. Als Untersuchungsstandort dient der Neubau Block R des Braunkohlekraftwerks Boxberg. Die installierte Messtechnik wird bezüglich ihrer Funktionsweise erläutert. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die Sensoren im Bauwerk gelegt.
- *Kapitel 5* schafft mit der Auswertung der Messergebnisse und der Analyse des Tragverhaltens der instrumentierten Bodenplatte die Grundlage für die Untersuchung der Boden-Bauwerk-Interaktion. Dafür erfolgt neben einer ausführlichen Interpretation der Messwerte eine numerische Analyse der Bodenplatte unter Abbildung einzelner Bauzustände. Ein Abgleich der Messergebnisse im Gebrauchslastbereich mit den numerischen Resultaten ermöglicht Aussagen zur Lastabtragung in massigen Bodenplatten. Der deutliche Einfluss der saisonalen Temperaturschwankungen auf den Beanspruchungszustand der Platte wird quantitativ erfasst und bewertet. Daneben werden durch die Messung der Spannungen in der Stütze und Integration zur eingeleiteten Kraft Belastungsannahmen überprüft und die den Verformungen zugehörigen Einwirkungen bestimmt.
- Daraufhin folgen in *Kapitel 6* die Kalibrierung der Stoffgesetzparameter und die Verifikationsanalysen des ganzheitlichen Modells anhand der vorliegenden Messergebnisse für die beiden größeren Fundamente. Ein zusätzliches numerisches Modell unter Ansatz von Bettungsmoduli ermöglicht den Vergleich von Halbraum- und Bettungsmodultheorie. Hierbei wird auch der Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf die Setzungsberechnung für das mittelgroße Fundament veranschaulicht.
- Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse in *Kapitel 7* und gibt einen Ausblick auf weiterführende Untersuchungsaspekte.

Kapitel 2

Theoretische Grundlagen

Im folgenden Kapitel werden die theoretischen Grundlagen für die Abbildung des Boden-Bauwerk-Interaktionsverhaltens erläutert. Für das Bodenverhalten liegt das Hauptaugenmerk auf der kontinuumsmechanischen Beschreibung von elasto-plastischem Stoffverhalten. Nach der Darstellung der Eigenschaften von granularen Materialien werden die Grundlagen zur Plastizitätstheoretischen Beschreibung aufgeführt und die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Stoffgesetze näher erläutert. Nachfolgend wird das Tragverhalten von Bodenplatten unter lastabhängigen und lastunabhängigen Beanspruchungen umrissen und der Kenntnisstand für große Plattendicken dargelegt. Abschließend werden die Berechnungsverfahren zum Interaktionsverhalten aufgeführt und die Anwendungsgrenzen beschrieben.

2.1 Bodensstoffgesetze im Rahmen der Kontinuums- theorie

Zur Abbildung des Bodenverhaltens in einem ganzheitlichen Modell für große Strukturen scheiden Verfahren basierend auf der Diskontinuumstheorie, wie etwa die Diskrete-Elemente-Methode (DEM), aufgrund ihrer rechenintensiven numerischen Umsetzung aus. Es werden demnach kontinuumsmechanische Ansätze als Grundlage zur späteren numerischen Umsetzung im Rahmen der Finite-Elemente-Methode (FEM) gewählt und der Boden „verschmiert“ als ein Stoff auf der Makroskala betrachtet.

2.1.1 Mechanisches Verhalten granularer Böden

Im Vergleich zu Baustoffen wie etwa Stahl und Beton weist der Boden ein viel komplexeres Materialverhalten auf. Er verhält sich zeitlich und räumlich veränderlich und darüber hinaus abhängig von der Belastungsgeschichte. Daneben spielt die Spannungs-

und Dichteabhängigkeit sowohl der Steifigkeit als auch der Scherfestigkeit eine entscheidende Rolle. Vielfach werden hierfür die Begriffe Barotropie und Pyknotropie verwendet. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten ist pfadabhängig, d. h. unterschiedliche Spannungspfade, die auf denselben Spannungspunkt führen, können unterschiedliche Verformungen verursachen.

Unter granularen oder auch nichtbindigen Böden werden Böden wie Sand und Kies zusammengefasst. Konsolidation und eine Abhängigkeit des charakteristischen Verhaltens vom Wassergehalt spielen für diese eine untergeordnete Rolle. Ein Merkmal granularer Böden ist, dass sie hauptsächlich nur durch Reibungskräfte zusammengehalten werden, weshalb sie auch als Reibungsmaterialien bezeichnet werden. Im Gegensatz zu bindigen Böden wie Ton und Schluff besitzen sie nur eine scheinbare Kohäsion, worunter ein Zusammenhalt zwischen den Körnern durch Kapillarkräfte zu verstehen ist. Entsprechend sind im trockenen Zustand keine kohäsiven Eigenschaften mehr vorhanden, weshalb keine Zugkräfte aufgenommen werden können. Zu beobachten ist dann ein brüchiges Verhalten im Gegensatz zu einem duktilen Verhalten unter Druck.

In den folgenden Ausführungen wird von der insgesamt vereinfachenden Annahme eines homogenen und isotropen Stoffes ausgegangen. Für elastisches Verhalten bei Ent- und Wiederbelastung [Rowe 1971] ebenso wie für dicht gelagerten Sand unter hydrostatischer Erstbelastung [Arslan 1980] konnte isotropes Verhalten jedoch auch versuchstechnisch nachgewiesen werden. Darüber hinaus wird nur das Verhalten trockener und wassergesättigter drainierter Böden dargestellt, wobei ein Porenwasserdruck nicht auftritt. Die Spannungen werden ausschließlich durch die effektiven Spannungen beschrieben, die im Folgenden nicht gesondert gekennzeichnet werden.

Das mechanische Verhalten kann anhand so genannter Elementversuche im Labor untersucht werden. Hierbei muss eine möglichst ungestörte Probe verwendet werden, um den Zustand in-situ richtig zu erfassen. Gelingt dies nicht, muss der Spannungs- und Dichtezustand im Labor nachempfunden werden. Im Folgenden wird das charakteristische Verhalten für spezielle Belastungspfade aufgezeigt.

Kompressionsverhalten: Ein rein elastisches Verhalten tritt nur für sehr kleine Verformungen auf. Größtenteils sind bei einer Erstbelastung von Beginn an irreversible und somit inelastische Dehnungsanteile zu beobachten. Unter hydrostatischer Kompression, einem allseitig gleichmäßigen Druck, ist das Spannungs-Dehnungs-Verhalten sowohl bezüglich der elastischen als auch bezüglich der inelastischen Dehnungsanteile schon bei relativ kleinen volumetrischen Verzerrungen stark nichtlinear [Müllerschön 2000]. Die Irreversibilität impliziert eine bei gleicher Spannung höhere Steifigkeit bei Entlastung als bei Erstbelastung. Diese bleibt auch bei Wiederbelastung bestehen, bis das vorherige Spannungsniveau erreicht wird. Ab hier wird der Pfad der Erstbelastung mit einer geringeren Steifigkeit wieder weiterverfolgt. In Bild 2.1 (links) ist eine typische Spannungs-Dehnungs-Kurve wiedergegeben. Es sei darauf hingewiesen, dass dies in Anlehnung an die in der Bodenmechanik gebräuchlichen Form geschieht, so dass das Diagramm gegenüber der Strukturmechanik um 90° im Uhrzeigersinn gedreht ist. Die Steifigkeit nimmt mit dem Spannungsniveau und der Lagerungsdichte zu (Bild 2.1 rechts).

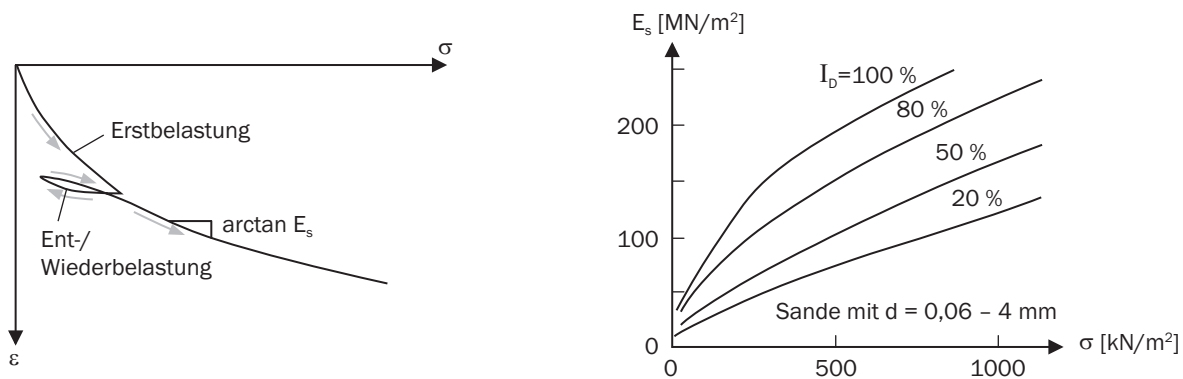


Bild 2.1: Spannungs-Dehnungs-Kurve (links), Zunahme des Steifemoduls E_s mit Spannungsniveau σ und Lagerungsdichte I_D nach Schultze & Moussa (1961) (rechts)

Beim Ödometerversuch wird die seitliche Ausdehnung einer Probe vollständig behindert. Hierdurch kann die Axialspannung beliebig erhöht werden. Entgegen den eindimensionalen Verhältnissen für die Spannungs-Dehnungs-Kurve und für den Dehnungspfad, die vergleichbar mit der hydrostatischen Kompression sind, muss der Spannungspfad mit zwei Spannungskomponenten beschrieben werden, da die horizontale Spannung bei Entlastung nur unterproportional abgebaut wird. Das Verhältnis zwischen den Komponenten beschreibt die als Erdrudruckbeiwert bekannte Konstante K_0 , die bei Entlastung somit eine Erhöhung erfährt.

Scherverhalten: Im konventionellen Triaxialversuch wird die Radialspannung einer zylindrischen Probe bzw. werden die Seitenspannungen einer quadratischen Probe konstant gehalten und die Axialspannung erhöht. Die Steifigkeit nimmt hierbei mit dem Anwachsen des Spannungsverhältnisses ab (Bild 2.2 links). Die Scherbeanspruchung kann nur bis zu einem Grenzwert, der von der Radialspannung abhängt, aufgebracht werden. Dieser entspricht dem Grenzwert im MOHR'schen Spannungskreis. Bei Auswertung mehrerer Versuche ergibt sich der Spannungsgrenzzustand und der Reibungswinkel φ . Die Probe kann bei Zunahme der plastischen Dehnungen keine weitere Beanspruchung mehr aufnehmen. Der Zustand des Fließens ist erreicht. Der Reibungswinkel stellt das Maß für die maximal ertragbare Scherbeanspruchung dar. Die Scherfestigkeit wird mit steigendem Druck und zunehmender Lagerungsdichte größer.

Unter konstanter Scherbeanspruchung treten zusätzlich Volumenänderungen auf, deren Maß ebenfalls von der Dichte und dem Druck abhängig sind (Bild 2.2 rechts). Bei der Verschiebung der Körner kann es sowohl zu Kontraktanz (Volumenverringerung) bei locker gelagerten Böden als auch zu Dilatanz (Volumenvergrößerung) bei dicht gelagerten Böden kommen. Bei dilatanten Böden wird bei der Scherverformung der Boden anfänglich gegen den Widerstand der Normalspannung aufgelockert, weshalb sie auch eine so genannte Peak-Scherfestigkeit erreichen (Bild 2.2 links). Die Volumenvergrößerung wird durch den Dilatanzwinkel ψ beschrieben. Dieser gibt das Verhältnis von Volumendehnung zu Scherdehnung an. Ein dilatantes Verhalten ist umso ausgeprägter, je größer die Ausgangslagerungsdichte ist. Bei gleicher Dichte nimmt es mit zunehmendem mittleren Druck ab. Bei Belastungsumkehr kommt es immer erst zu einer Verdichtung.

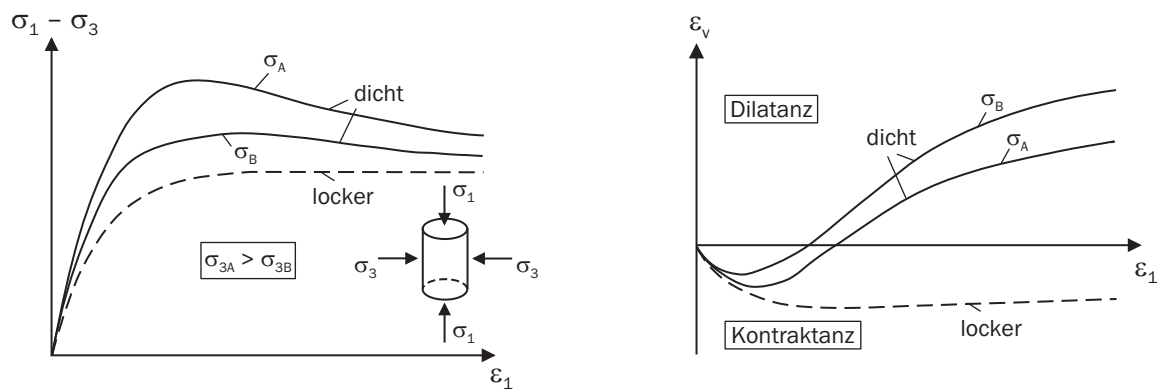


Bild 2.2: Spannungs-Dehnungs-Kurven für Scherbeanspruchung (links) und zugehöriges volumetrisches Verhalten im Triaxialversuch (rechts)

Da die Scherfestigkeit mit steigendem Druck größer wird, das Spannungsverhältnis von maximal ertragbarer Scherbeanspruchung zum aktuellen mittleren Druck jedoch gleichzeitig abnimmt, wird der Reibungswinkel mit steigendem mittleren Druck kleiner (Bild 2.3 links). Somit beschreibt der Grenzzustand nur für lockere grobkörnige Böden und für aufbereitete, normalkonsolidierte feinkörnige Böden in der Spannungsebene eine Gerade [Kolymbas & Herle 2008]. Für alle anderen Böden ist er gekrümmt. Mit steigender bezogener Lagerungsdichte nimmt der Reibungswinkel zu (Bild 2.3 rechts).

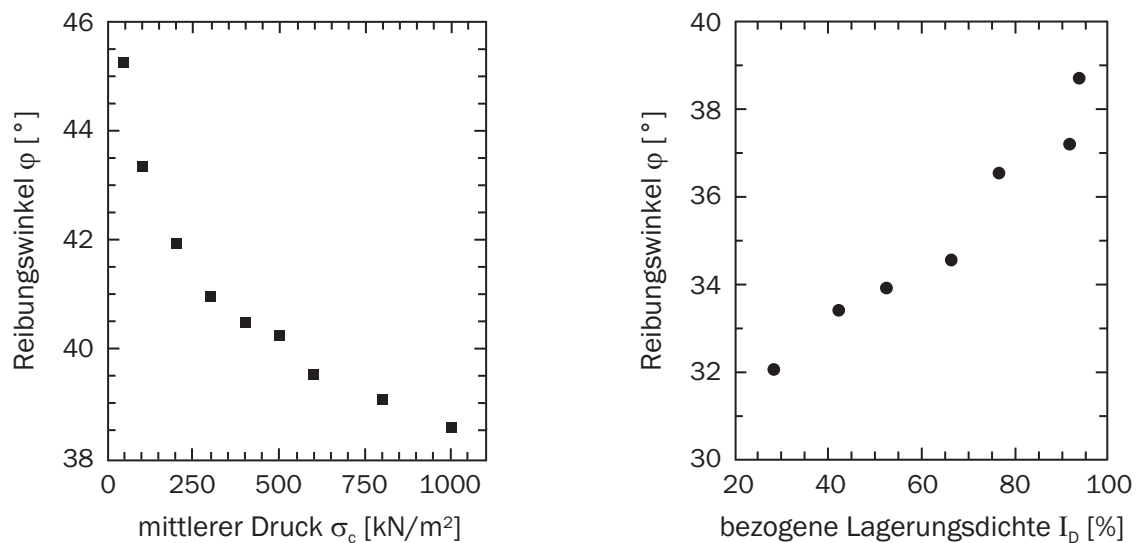


Bild 2.3: Einfluss von mittlerer Spannung (links) und bezogener Lagerungsdichte (rechts) auf den Reibungswinkel nach Wu (1992)

Mehrdimensionales Verhalten: Bei gewöhnlichen Triaxialversuchen werden bei jedem Versuch Zustände durchfahren, bei denen zwei Spannungen gleich groß sind. Für eine Sortierung der Hauptspannungen in der Anordnung $|\sigma_1| \geq |\sigma_2| \geq |\sigma_3|$ spricht man von einem Kompressionsversuch, wenn die Axialspannung größer als die beiden Radialspannungen ist ($|\sigma_1| > |\sigma_2| = |\sigma_3|$), hingegen von einem Extensionsversuch, wenn die Axialspannung

geringer als die beiden Radialspannungen ist ($|\sigma_1| < |\sigma_2| = |\sigma_3|$). Die sich dabei einstellenden Grenzzustände zeigen beim Kompressionsversuch größere Werte (Bild 2.4). Darüber hinaus ist aus speziellen Triaxialversuchen mit drei unabhängigen Hauptspannungen von z.B. Lade & Duncan (1973) bekannt, dass der Reibungswinkel von der mittleren Hauptspannung abhängig ist. Die sich im Vergleich zu einem idealisierten Ansatz ohne Berücksichtigung der zweiten Hauptspannung beispielsweise nach MOHR-COULOMB ergebenden Abweichungen in der Deviatorebene sind ebenso in Bild 2.4 zu erkennen.

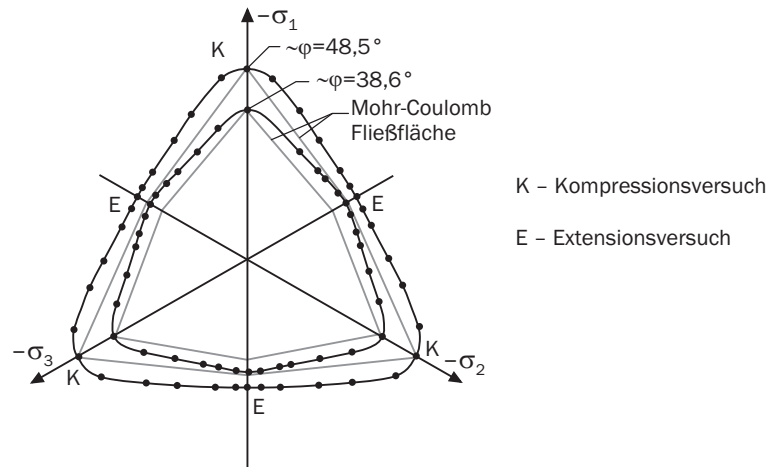


Bild 2.4: Versagensflächen in der Deviatorebene nach Lade & Duncan (1973)

2.1.2 Theorien zur Beschreibung des Bodenverhaltens

Obwohl die Forschung zur Beschreibung von Bodestoffgesetzen schon weit fortgeschritten ist, scheint es aus heutiger Sicht nicht möglich zu sein, mit einer einzigen Formulierung sämtliche Eigenschaften des sich äußerst nichtlinear verhaltenden Bodens zu beschreiben. Grundsätzlich sind die Formulierungen hinsichtlich der Berücksichtigung des plastischen Bodenverhaltens zu unterscheiden. Ein linear-elastisches Stoffgesetz nach HOOKE kann einen Boden nur äußerst unzureichend beschreiben, da wesentliche Eigenschaften wie die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit, die Unterschiede im Be- und Entlastungsverhalten, die irreversiblen Verformungen, das plastische Fließen und die Dilatanz nicht beschrieben werden können. Deshalb werden für eine genauere Abbildung des Bodens hauptsächlich Stoffgesetze verwendet, welche den zwei Hauptgruppen der Elasto-Plastizität und der Hypoplastizität zuzuordnen sind.

Elasto-plastische Formulierungen sind schon lange gebräuchlich und etabliert. Sie benötigen a priori festgelegte Fließflächen und plastische Potentiale. Die Betrachtungsweise ist geometrisch. Die Verzerrungen werden in elastische und plastische Anteile aufgespalten. Die bekannteste Formulierung ist jene nach MOHR-COULOMB. Da jedoch die Fließfläche eine hexagonale Pyramide beschreibt, an deren Kanten es zu Singularitäten kommt, wird oft die Abwandlung nach Drucker & Prager (1952) verwendet. Unter Vernachlässigung der Veränderlichkeit der Eigenschaften in der Deviatorebene ist die Fließfläche als Kegel

definiert. Beide Modelle werden als Konusmodelle bezeichnet, da sie im Druckbereich nicht geschlossen sind. Soll jedoch das kontraktant plastische Verhalten simuliert werden, ist ein Kappenmodell mit einer zusätzlichen Begrenzung in Richtung der hydrostatischen Achse notwendig. Zu den bekanntesten elasto-plastischen Stoffmodellen mit Verfestigung gehören das CAM-CLAY Modell [Roscoe, Schofield & Wroth 1958], [Schofield & Wroth 1968], mit welchem weiche, normalkonsolidierte und leicht überkonsolidierte Böden, bei denen die Steifigkeit proportional zum mittleren Druck zunimmt, beschrieben werden und das HARDENING-SOIL Modell [Schanz 1998], welches für eine Vielzahl von Böden gilt [Schanz 2006]. Beide Modelle werden als Mehrflächenmodelle bezeichnet, da sie sich aus mehreren Fließflächen zusammensetzen. Daneben existieren auch Einflächenmodelle, welche die geschlossene Fließfläche mit einer Funktion beschreiben, wie beispielsweise nach Ehlers (1995). Eine Berücksichtigung der mittleren Hauptspannung ist in diesem genauso enthalten wie im Konusmodell von Lade & Duncan (1975). Alle letztgenannten Stoffgesetze bilden darüber hinaus den elastischen Bereich nichtlinear ab. Eine Erweiterung des HARDENING-SOIL Modells um das Steifigkeitsverhalten für den Bereich kleiner Verzerrungen gelang Benz (2007). Mit der numerischen Umsetzung undrainierten Bodenverhaltens beschäftigte sich Wehnert (2006).

Demgegenüber stehen Formulierungen nach der Theorie der Hypoplastizität [Kolymbas 2000]. Spannungsänderungen werden hierbei über nichtlineare, tensorielle Gleichungen vom Ratentyp ohne Zerlegung in elastische und plastische Anteile beschrieben. Die Betrachtungsweise ist somit mathematisch. Es werden keine Schalt- und Potentialfunktionen benötigt. Die Theorie wurde zur Beschreibung des granularen Materialverhaltens von Kolymbas (1977) entwickelt. Es folgten Modifizierungen und Erweiterungen unter anderem von Kolymbas (1988), Wu (1992), Bauer (1996), Gudehus (1996), von Wolfersdorff (1996) und Niemunis & Herle (1997). Herle (1997) stellte die Verknüpfung der Stoffkonstanten des hypoplastischen Stoffgesetzes mit den granulometrischen Eigenschaften einfacher Korngerüste her. Niemunis (1997) entwickelte eine viskohypoplastische Formulierung zur Berücksichtigung von Kriech- und Relaxationsvorgängen, indem er die hypoplastische mit der modifizierten CAM-CLAY-Theorie kombinierte. Gudehus (2004) wandelte diese auf eine alleinige Verwendung der Hypoplastizität ab. Punlor (2004) verglich diese beiden Versionen und riet, zur besseren Beschreibung zyklischer Belastungen die letztere noch um eine modifizierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit intergranularer Dehnung zu ergänzen.

Wird eine Wassersättigung des Bodens berücksichtigt, ist die zeitliche Komponente bei der Berechnung entscheidend. Diese ist in besonderem Maße abhängig von der Durchlässigkeit des Bodens und der Geschwindigkeit der Lastaufbringung. Die Konsolidierung beschreibt das Zusammenwirken von Korngerüstdeformation und Porenwasserströmung. Bei geringer Bodendurchlässigkeit entstehen hohe Porenwasserüberdrücke und bedingen erhebliche zeitliche Verzögerungen der Deformation. Eine makroskopische Betrachtungsweise, die im Rahmen der Kontinuumsmechanik ein Mehrphasenmaterial beschreiben kann, ist die Mischungstheorie [Bowen 1976]. Diese geht von einem homogenisierten Modell aus, wobei verschmierte Kontinua mit ihren inneren Wechselwirkungen betrachtet werden [Moormann 2002]. Ergänzt man diese Theorie um die Berücksichtigung volumetrischer Anteile, erhält man die in den letzten Jahren vielfach verwendete Theo-

rie Poröser Medien ([Bowen 1980], [Ehlers 1989], [Ehlers, Blome & Muellerschoen 1997], [de Boer 2000]). Soll volle Sättigung beschrieben werden, ist ein Zweiphasen-Modell ausreichend ([Müllerschön 2000], [Findeiß 2001], [Li 2002], [Li & Meissner 2002]), ansonsten ist mit Dreiphasen-Modellen die Abbildung auch von Teilsättigung möglich [Blome 2003]. Mit zyklisch beanspruchten, teilgesättigten Sanden und der Modellierung der Kapillarkohäsion beschäftigte sich [Becker 2002].

Mit einem Auftreten von Scherbändern und einem Versagen auf Grundbruch ist bei der Untersuchung des Setzungsverhaltens von Flachgründungen vordergründig nicht zu rechnen, da diese im Gebrauchsbereich und nicht im Grenzbereich der Belastung anzusiedeln ist. Somit entfällt die Problematik der Netzabhängigkeit der Ergebnisse bei Entfestigung durch Lokalisierungen und damit die Verwendung von Regularisierungsmethoden. Demnach ist der Ansatz von klassischen kontinuumsmechanischen Ansätzen (Boltzmann-Kontinuum) gerechtfertigt, wodurch nur Translationsfreiheitsgrade und keine Rotationsfreiheitsgrade berücksichtigt werden. Hierdurch entsteht eine wesentliche Vereinfachung der Formulierung und auch die erforderliche Zahl der Materialparameter wird reduziert. Eine Berücksichtigung von Rotationen im Rahmen der Kontinuumstheorie wäre mit Hilfe der COSSERAT-Theorie realisierbar (mikropolare Kontinua).

Ziel dieser Arbeit ist es, das nichtlineare Bodenverhalten für großflächig gegründete Tragwerke in einer überschaubaren und anwendungsorientierten Form abzubilden. Hierfür müssen große Systeme mit vertretbarem Aufwand berechenbar sein, sowohl hinsichtlich der Bestimmung der Parameter als auch der numerischen Umsetzung. Für das Bodenverhalten müssen die wichtigsten Eigenschaften nach Kapitel 2.1.1 Eingang finden. Zur Anwendung kommen sollen weithin verbreitete und akzeptierte Stoffgesetze, für die zudem die Parameter aus gängigen Laborversuchen bestimmbar sind bzw. sich aus bekannten Bodenkennwerten ableiten lassen, um eine größtmögliche Praxisnähe zu gewährleisten. Für die Implementierung werden deshalb elasto-plastische Stoffgesetze ausgewählt. Daneben soll ein Vergleich geführt werden, inwieweit auch mit einfachsten elastischen Modellen das Interaktionsverhalten abgebildet werden kann. Dabei wird der Boden ausschließlich als mechanischer Stoff betrachtet. Chemische, elektrische und thermische Einflüsse auf das Bodenverhalten werden bei den Ansätzen vernachlässigt.

2.1.3 Verwendete elastische Formulierungen

Konstanter Steifemodul: Durch das verallgemeinerte HOOKE'sche Gesetz für homogenes linear-elastisches Materialverhalten wird jeder Dehnung ε eindeutig eine Spannung σ zugeordnet:

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}^{el} d\varepsilon_{kl}. \quad (2.1)$$

Für isotropes Materialverhalten können die Komponenten des Elastizitätstensors C_{ijkl}^{el} durch die zwei unabhängigen LAMÉ-Konstanten λ und μ bestimmt werden:

$$C_{ijkl}^{el} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}). \quad (2.2)$$

In Matrixschreibweise lautet Gleichung 2.2 wie folgt:

$$C_{ijkl}^{el} = \begin{bmatrix} (2\mu + \lambda) & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & (2\mu + \lambda) & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & (2\mu + \lambda) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix}. \quad (2.3)$$

In der Strukturmechanik werden diese im Allgemeinen durch den Elastizitätsmodul E und die Querkontraktionszahl ν definiert:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \text{und} \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (2.4)$$

In der Bodenmechanik werden hingegen oftmals der Kompressionsmodul K und der Schubmodul G verwendet. Diese stehen mit dem Elastizitätsmodul und der Querkontraktionszahl wie folgt in Beziehung:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad \text{und} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (2.5)$$

Als Stoffparameter steht im Allgemeinen nur der aus einem Ödometerversuch mit behinderter Seitendehnung gewonnene Steifemodul E_s zur Verfügung. Demnach gilt dieser nur in Verbindung mit einer Querkontraktion von $\nu = 0$. Mit diesem Ansatz würde jedoch die elastizitätstheoretische räumliche Modellierung aufgrund der entstehenden Zugspannungen nicht richtig abgebildet. Es ist somit für die numerische Berechnung immer mit dem Elastizitätsmodul zu rechnen. Aus den Randbedingungen des Ödometerversuchs $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ergibt sich unter Verwendung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Hauptspannungszustand der Zusammenhang zwischen Elastizitäts- und Steifemodul zu:

$$E = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} E_s. \quad (2.6)$$

Die Kenntnis der Querkontraktionszahl des anstehenden Bodens ist somit zur korrekten Abbildung des Verformungsverhaltens notwendig. Nach Jáky (1944) kann diese über den Erdruhedruckbeiwert K_0 abgeschätzt werden:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}. \quad (2.7)$$

Der Beiwert lässt sich wiederum vereinfachend für normalkonsolidierte Böden über den Reibungswinkel φ bestimmen:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi. \quad (2.8)$$

Tiefenabhängiger Steifemodul: Bedingt durch die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls liegt durch den Überlagerungsdruck des anstehenden Bodens unabhängig von

einer zusätzlichen Auflast im Boden ein mit der Tiefe zunehmender Steifemodul vor. Zur Abbildung der Tiefenabhängigkeit existieren verschiedene Formulierungen. Diese unterscheiden sich sowohl hinsichtlich des Verlaufs der Funktion, der jeweils die Zunahme des Steifemoduls beschreibt, als auch bezüglich der eingehenden Parameter.

Nach Holzlöhner (1985) wird die Zunahme des Steifemoduls mit der Tiefe z mit Hilfe einer Wurzelfunktion beschrieben:

$$E_s = H \sqrt{z}. \quad (2.9)$$

Die Herleitung erfolgt für ein schlaffes Fundament der Breite B , das mit einer konstanten Sohlspannung einen Sandhalbraum belastet. Über den Parameter H mit der Einheit $[\text{kN}/\text{m}^{2,5}]$ geht die bezogene Lagerungsdichte I_D in Prozent mittels einer empirischen Formel ein:

$$H = \frac{0,1485}{0,704 \cdot 10^{-7} (105 - I_D)}. \quad (2.10)$$

Butler (1975) beschreibt die Zunahme der Steifigkeit mit der Tiefe mit einer linearen Funktion:

$$E_s = E_0 \left(1 + K \frac{z}{B} \right). \quad (2.11)$$

E_0 bezeichnet dabei den Zusammendrückungsmodul E_m an der Schichtoberfläche. K ist eine Konstante, die aufgrund von statistischen Auswertungen von Setzungsmessungen mit 0,6 angesetzt werden kann [Schultze & Horn 1990]. Eine von der Bauwerksabmessung unabhängige Formulierung bietet [Richter 1994]. Hierbei wird K/B durch C_1 ersetzt. Aus Berechnungen von Setzungsmessungen an Bauwerken im Osten Deutschlands kann C_1 für Kiese und Sande des Pleistozäns mit 0,25 angenommen werden.

2.1.4 Komponenten der Elasto-Plastizitätstheorie

Im Rahmen der Plastizitätstheorie wird zwischen der Deformationstheorie und der Fließtheorie unterschieden. In der Deformationstheorie nach HENCKY werden die plastischen Verzerrungen direkt über die Spannungen in finiter Form bestimmt. Hierbei kann nur streng monotonen Materialverhalten abgebildet werden. Die heute fast ausschließlich verwendete Fließtheorie nach PRANDTL-REUSS ist hingegen eine inkrementelle Plastizitätstheorie, wodurch die Belastungsgeschichte und damit auch eine Spannungsumlagerung abgebildet werden kann. Die Formulierungen werden überwiegend - so auch in dieser Arbeit - im Spannungsraum aufgestellt, möglich ist jedoch auch eine Abbildung im Verzerrungsraum. Bei Voraussetzung von kleinen Verzerrungen wird die Annahme getroffen, dass sich die Gesamtdehnungen in einen elastischen und einen plastischen Anteil aufspalten lassen

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^{el} + d\varepsilon_{ij}^{pl}, \quad (2.12)$$

wobei jedoch nur der elastische Anteil zu einem Spannungszuwachs führt:

$$d\sigma^{ij} = \mathbf{C}^{el}(d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_{ij}^{pl}). \quad (2.13)$$

Elasto-plastische Formulierungen sind im Gegensatz zu visko-plastischen Formulierungen unabhängig von der Zeit, so dass die Stoffgleichungen ratenunabhängig formuliert werden können. Für die Beschreibung des plastischen Verhaltens werden die folgenden Bedingungen und Regeln benötigt:

- Fließbedingung,
- Fließregel,
- Ver- und Entfestigungsregel.

Fließbedingung: Mit der Fließbedingung, auch als Fließ- oder Bruchkriterium bezeichnet, wird der Spannungszustand bestimmt. Dabei wird sich der Fließfunktion F als mathematischer Beschreibung aller zulässigen Spannungszustände im Spannungsraum bedient. Sie ist eine Funktion aller sechs Komponenten des Spannungstensors

$$F(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13}) \leq 0, \quad (2.14)$$

reduziert sich jedoch für homogenes, isotropes Material auf die drei Hauptspannungen:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \leq 0. \quad (2.15)$$

Als Grenzfläche definiert die Funktion die so genannte Fließfläche. Diese begrenzt den Bereich des elastischen Materialverhaltens:

$$\begin{aligned} F < 0 & : \text{elastischer Bereich,} \\ F = 0 & : \text{plastisches Fließen,} \\ F > 0 & : \text{unzulässig aufgrund der Überschreitung der Materialfestigkeit.} \end{aligned} \quad (2.16)$$

Spannungszustände auf der Fließfläche rufen plastische Verformungen hervor. Eine weitere Spannungszunahme ist dann an die Fließfläche gebunden, Spannungszustände außerhalb der Fließfläche sind nicht möglich. Diese existieren nur im Rahmen der Visko-Plastizität. Die Fließfunktion muss nach DRUCKER das Kriterium der Konvexität erfüllen [Simo & Hughes 1998]. Somit können Trial-Spannungszustände außerhalb der Fließfläche in eindeutiger Weise auf die Fließfläche zurückgeführt und die Eindeutigkeit der Existenz eines Spannungszustandes gewährleistet werden (vergleiche auch Kapitel 3.2.1). Eine Entlastung führt in den elastischen Bereich zurück.

In Bild 2.5 (links) ist die Fließfläche für das DRUCKER-PRAGER und das MOHR-COULOMB Modell im Hauptspannungsraum dargestellt. Für beide Modelle ist sie abhängig vom hydrostatischen Druck ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) und stellt sich in dieser Achsrichtung entsprechend veränderlich als kegel- bzw. pyramidenförmige Fließfläche dar. Die Größe der Aufweitung wird durch den konstanten Reibungswinkels φ bestimmt. Für Materialien mit annähernd gleichem Zug- und Druckverhalten wie etwa Stahl entfällt der Reibungswinkel und die Fließfläche degeneriert zu einem Zylinder (VON MISES) bzw. zu einem sechseckigen Prisma (TRESCA). Durch die Formulierung mit einem konstanten Reibungswinkel weisen beide Modelle in der Meridianebene eine Gerade auf. Da bei zunehmenden

Seitendrücken ein Anwachsen der reibungsbehafteten Scherfestigkeit bei granularen Materialien zu beobachten ist (Kapitel 2.1.1), stellt die Beschreibung des Reibungswinkels φ unabhängig vom hydrostatischen Druck eine Vereinfachung dar. Würde ein sich mit dem hydrostatischen Druck veränderlicher Reibungswinkel berücksichtigt, wäre die Fließfläche auch in dieser Richtung gekrümmt. Das Bodenverhalten in der zur hydrostatischen Achse senkrechten Deviatorerebene wird von den angegebenen Modellen unterschiedlich approximiert (Bild 2.5 rechts). Die einfache Fläche nach RANKINE beschreibt den Grenzzustand als den Wert, bei dem die größte Hauptnormalspannung den Wert der Maximalfestigkeit bei einaxialer Beanspruchung erreicht hat und wird deshalb oft als Begrenzung der Zugspannungen („Tension Cut-off“) herangezogen.

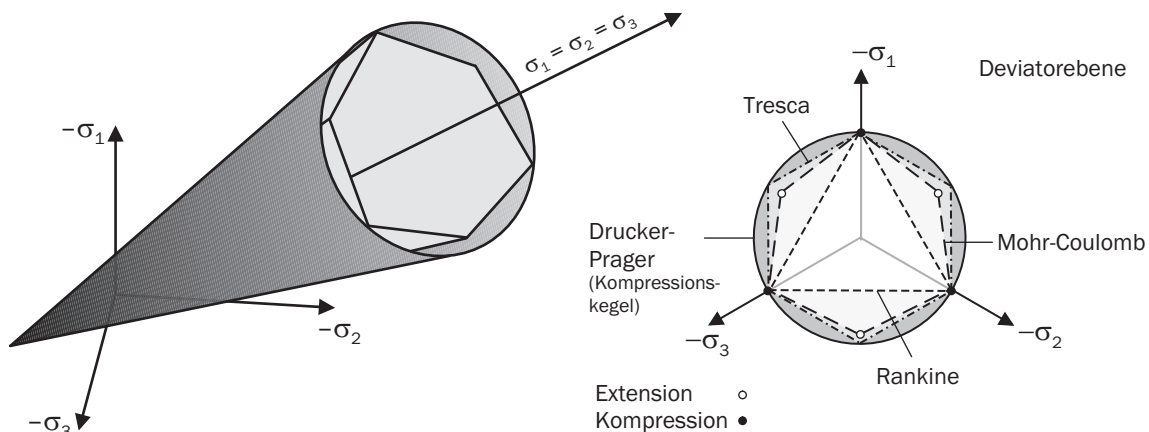


Bild 2.5: Fließflächen im Hauptspannungsraum (links) und in der Deviatorerebene (rechts)

Fließregel: Durch die Fließregel wird die Entwicklung der plastischen Verformungen im Laufe der Belastungsgeschichte beschrieben. Die plastischen Dehnungszinkremente werden durch die partiellen Ableitungen der plastischen Potentialfunktion multipliziert mit einem Skalar definiert:

$$d\varepsilon_{ij}^{pl} = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{mit} \quad d\lambda \geq 0. \quad (2.17)$$

Die Ableitung gibt die Fließrichtung an, wodurch die Inkremente coaxial zum Normalenvektor der Potentialfunktion sind. Der Skalar $d\lambda$, der plastischer Multiplikator oder auch Konsistenzparameter genannt wird, stellt die Größe des Vektors dar. Bei elastischem Verhalten ist $d\lambda = 0$.

Der Vektor der plastischen Dehnungen $d\varepsilon^{pl}$ setzt sich aus einem deviatorischen Dehnungsanteil $d\varepsilon_s^{pl}$ und einem volumetrischen Dehnungsanteil $d\varepsilon_v^{pl}$ zusammen (Bild 2.6). Im Falle einer so genannten assoziierten Fließregel, wenn plastisches Potential G und Fließbedingung F identisch sind, steht der Vektor senkrecht auf der Fließfläche. Dies entspricht in Verbindung mit der Konvexität der Fließfläche der Erfüllung des DRUCKER'schen Stabilitätspostulats [Simo & Hughes 1998]. Für Metalle trifft diese Annahme zu. In Versuchen mit Reibungsmaterialien wurden jedoch in der Meridianebene spitzere Winkel festgestellt (Bild 2.7 links). Dadurch werden die volumetrischen Anteile der plastischen Dehnungen ε_v^{pl}

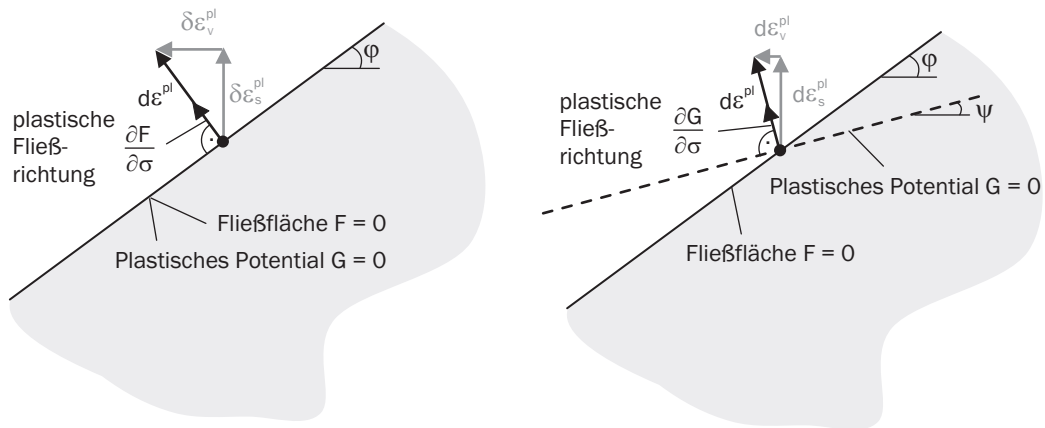


Bild 2.6: Definition einer assoziierten (links) bzw. nicht-assozierten (rechts) Fließregel

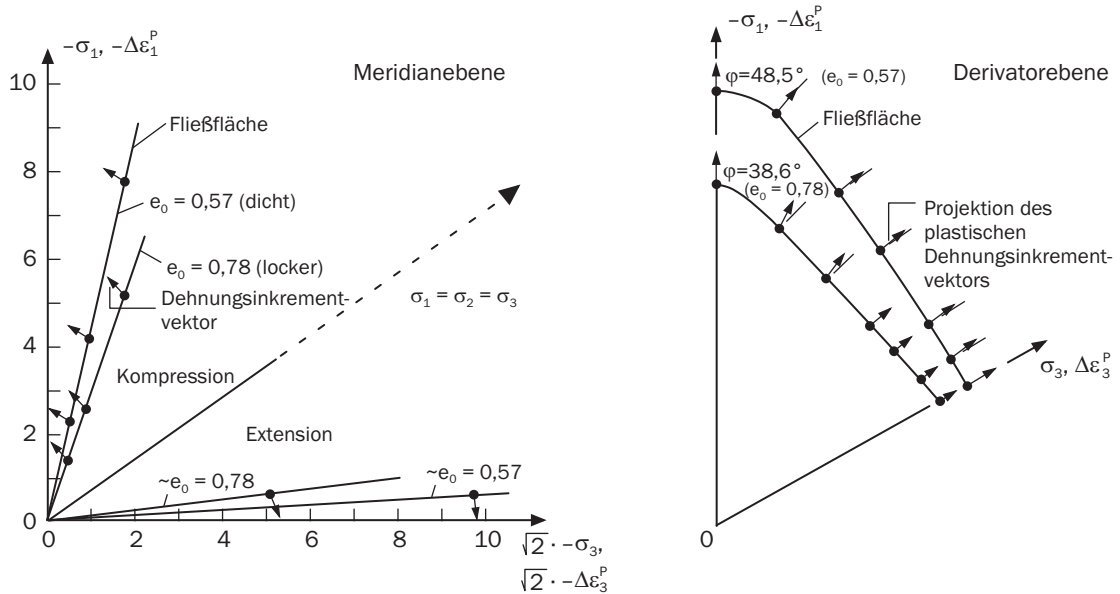


Bild 2.7: Beobachtete Richtungen des Dehnungsincrementvektors in der Meridian- (links) und Deviatorerebene (rechts) nach Lade & Duncan (1973)

bei Anwendung einer assoziierten Fließregel überschätzt. DRUCKER fügte seinen Ausführungen damals schon selbst hinzu, dass dieses Postulat physikalisch nicht begründet sei. Für die Projektion der Inkremente in der Deviatorerebene trifft die Annahme jedoch weitestgehend zu (Bild 2.7 rechts). Durch Ansatz einer so genannten nicht-assozierten Fließregel kann mit Hilfe des plastischen Potentials G die Richtung der plastischen Dehnungen unabhängig von der Fließfläche bestimmt werden und damit die Größe des volumetrischen Dehnungsanteils gesteuert werden (Bild 2.6). Hierzu wird vielfach der Dilatanzwinkel ψ herangezogen.

Wie bereits erläutert, wird von Einflächenmodellen gesprochen, wenn die Fließfläche im Hauptspannungsraum durch eine einzige Funktion beschrieben wird, andernfalls von Mehrflächenmodellen. Für Letztere muss die Fließregel nach Gleichung 2.17 durch den

Ansatz nach Koiter (1953) ersetzt werden, wodurch nur der plastische Multiplikator der verletzten Fließfläche aktiviert wird, um eine eindeutige Beschreibung der Richtung zu gewährleisten:

$$d\varepsilon_{ij}^{pl} = \sum_{k=1}^m d\lambda_k \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}}. \quad (2.18)$$

Ver- und Entfestigungsregel: Mit Eintritt des Fließbeginns kann das Materialverhalten folgende Formen annehmen:

- nichtverfestigend: $d\boldsymbol{\sigma} = 0, d\boldsymbol{\varepsilon} > 0,$
- entfestigend: $d\boldsymbol{\sigma} < 0, d\boldsymbol{\varepsilon} > 0,$
- verfestigend: $d\boldsymbol{\sigma} > 0, d\boldsymbol{\varepsilon} > 0.$

Im ersten Fall liegt das zuvor beschriebene ideal-plastische Verhalten vor. Unter Verfestigung ist zu verstehen, dass die zusätzlich zu den elastischen Deformationen auftretenden plastischen Deformationen eine weitere Spannungsaufnahme ermöglichen. Bei entfestigendem Materialverhalten ist es aufgrund der sich einstellenden Spannungsabnahme notwendig, eine Restscherfestigkeit des sich im Fließzustand befindlichen Bereichs anzusetzen. Die möglichen idealisierten Verfestigungsarten sind:

- volumetrisch isotrope Verfestigung: Abschluss des Spannungsraums zur Raumdiagonalen (Kappenmodelle),
- deviatorisch isotrope Verfestigung: seitliches Aufweiten der Fließfläche F ,
- kinematische Verfestigung: Verschieben des zulässigen Spannungsraumes aus der Richtung der Raumdiagonalen hinaus.

Eine Kombination der Verfestigungsarten ist möglich. Die Beschreibung erfolgt durch eine Modifikation der Fließbedingung während des Fließens.

Durch eine volumetrische Verfestigung können hydrostatische Spannungen nicht mehr ungehindert aufgenommen werden, eine Begrenzung wird durch die Kappe eingeführt. Hierdurch wird das Auftreten von plastischen Dehnungsincrementen bei reiner hydrostatischer Belastung möglich. Dabei wird die Kappe in Richtung der hydrostatischen Achse verschoben, wodurch abgebildet werden kann, dass der Boden in Abhängigkeit der Verdichtung eine höhere Scherfestigkeit aufweist. Die Beschreibung unter anderem auch kohäsiver Böden wird somit möglich.

Eine deviatorisch isotrope Verfestigung wird durch eine Änderung der Größe (Expansion) der Fließfläche umgesetzt, indem die Fließgrenze abhängig vom Spannungszustand ansteigt, bis eine Grenzfließbedingung erreicht ist. Hierdurch wird ein Materialverhalten beschrieben, welches von der Belastungsrichtung unabhängig ist.

Eine kinematische Verfestigung beschreibt hingegen die Änderung der Lage (Translation) der Fließfläche. Die Fließgrenze bleibt hierbei konstant, es verändert sich nur der Mittelpunkt des Fließortes. Dieses Verhalten beschreibt ein Material, bei welchem sich die Fließgrenze bei entgegengesetzt gerichteter Belastung unterscheidet. Bekanntestes Beispiel

hierfür ist der „BAUSCHINGER-Effekt“. Die kinematische Verfestigung wird zur Beschreibung zyklischer Belastungspfade benötigt.

Wird die Verfestigung in Abhängigkeit der plastischen Dehnung beschrieben, spricht man von „strain-hardening“, geschieht dies mittels der plastischen Arbeit hingegen von „work-hardening“.

Be- und Entlastungsbedingungen: Die Fließbedingung trifft nur eine Unterscheidung zwischen elastischem und plastischem Materialverhalten. Erst in Kombination mit dem Konsistenzparameter $d\lambda$ lässt sich eine Aussage über die Art der Belastung treffen:

$$\begin{aligned} F < 0, d\lambda = 0 &: \text{elastische Be- bzw. Entlastung,} \\ F = 0, d\lambda > 0 &: \text{plastische Belastung,} \\ F = 0, d\lambda = 0 &: \text{neutrale Belastung.} \end{aligned} \quad (2.19)$$

Für jeden Fall muss dementsprechend $d\lambda F = 0$ gelten. Hieraus folgen die so genannten KUHN-TUCKER Bedingungen [Simo & Hughes 1998]:

$$F \leq 0, d\lambda \geq 0, d\lambda F = 0. \quad (2.20)$$

Nach Gleichung 2.17 sind plastische Verzerrungszuwächse nur möglich, wenn $d\lambda > 0$ ist. Wenn dies zutrifft, gilt gleichzeitig $F = 0$. Im elastischen Bereich ist zwar $F < 0$, der plastische Multiplikator bestimmt sich dann hingegen zu $d\lambda = 0$. Somit ist $d\lambda F = 0$ immer erfüllt. Da plastische Spannungszustände auf der Fließfläche liegen müssen, folgt aus vorstehender Formel unmittelbar die Konsistenzbedingung zu:

$$d\lambda dF = 0. \quad (2.21)$$

Während des Fließens ist $d\lambda > 0$, weshalb gelten muss:

$$dF(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\kappa}) = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\kappa}} d\boldsymbol{\kappa} = 0 \quad (2.22)$$

mit

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T = \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma_{11}} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{22}} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{33}} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{12}} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{23}} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{31}} \right]. \quad (2.23)$$

Der Verfestigungsparameter $\boldsymbol{\kappa}$, der die Abhängigkeit der plastischen Deformationen von der Belastungsgeschichte berücksichtigt, bestimmt sich aus:

$$d\boldsymbol{\kappa} = d\boldsymbol{\kappa}(\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\partial \boldsymbol{\kappa}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}} d\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}. \quad (2.24)$$

Elasto-plastischer Tangentenmodul: Im Folgenden wird der elasto-plastische Tangentenmodul hergeleitet, welcher für die spätere numerische Umsetzung benötigt wird. Ausgehend von Gleichung 2.13 für den Spannungszuwachs wird der Anteil der plastischen Dehnungen durch die Fließregel (Gleichung 2.17) ersetzt und man erhält:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}^{el} d\boldsymbol{\varepsilon} - d\lambda \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}}. \quad (2.25)$$

Die Konsistenzbedingung (Gleichung 2.22) stellt sich dann unter Verwendung von Gleichung 2.24 wie folgt dar:

$$dF = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \left(\mathbf{C}^{el} d\boldsymbol{\varepsilon} - d\lambda \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} d\lambda \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = 0 \quad (2.26)$$

und der Konsistenzparameter bestimmt sich zu:

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} d\boldsymbol{\varepsilon}}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} - \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}}}. \quad (2.27)$$

Somit lässt sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung angeben mit:

$$d\boldsymbol{\sigma} = \left(\mathbf{C}^{el} - \frac{\mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el}}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} - \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} \right) d\boldsymbol{\varepsilon}. \quad (2.28)$$

Der Klammerausdruck beschreibt schließlich den elasto-plastischen Tangentenmodul \mathbf{C}^{ep}

$$\mathbf{C}^{ep} = \left(\mathbf{C}^{el} - \frac{\mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el}}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \mathbf{H}} \right) \quad (2.29)$$

mit dem Tensor \mathbf{H} als dem so genannten Verfestigungsmodul:

$$\mathbf{H} = -\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = -\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\kappa}} \frac{\partial \boldsymbol{\kappa}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}}. \quad (2.30)$$

Bei einer kinematischen Verfestigung beschreibt er den Verschiebungsweg. Bei isotroper Verfestigung wird der Tensor zu einem Skalar.

Der Tangentenmodul \mathbf{C}^{ep} stellt sich für eine assoziierte Fließregel mit $G = F$ symmetrisch dar, bringt jedoch für eine nicht-assozierte Fließregel mit $G \neq F$ unsymmetrische Matrizen hervor, wodurch bei der numerischen Umsetzung unsymmetrische Gleichungslöser benötigt werden.

Darstellung im Invariantenraum: Da isotrope Werkstoffe sich nach allen Richtungen gleich verhalten, ist ihre Beschreibung unabhängig von der Wahl der Koordinatenrichtungen. Die Fließbedingung als skalarwertige Tensorfunktion muss demnach auch drehinvariant sein, was der Fall ist, wenn sie eine isotrope Tensorfunktion ist. Isotrope Tensorfunktionen haben die Eigenschaft, dass sie sich als Funktion der Invarianten ihrer Tensorargumente ausdrücken lassen. Dadurch kann ein Spannungszustand isotroper Werkstoffe mittels dreier Hauptspannungen bzw. Invarianten des Spannungstensors eindeutig beschrieben werden.

Im Rahmen der Fließtheorie wird eine Aufspaltung des Spannungstensors in einen Kugeltensor und in einen Deviator vorgenommen:

$$\sigma_{ij} = \sigma_m \delta_{ij} + s_{ij}. \quad (2.31)$$

Der hydrostatische Anteil σ_m beschreibt die Volumendehnung des Körpers über die mittlere Normalspannung. Der deviatorische Anteil s_{ij} bildet die Abweichung der Spannung

von dieser mittleren Normalspannung ab und beschreibt die volumentreue Gestaltsänderung. Er spannt die Deviatorebene auf.

Die Invarianten des Spannungstensors bestimmen sich zu:

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_{kk} = 3\sigma_m, \\ I_2 &= \frac{1}{2}\sigma_{ij}\sigma_{ji}, \\ I_3 &= \det \sigma_{ij}. \end{aligned} \tag{2.32}$$

Mit dem Spannungsdeviator

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\frac{1}{3}I_1 \tag{2.33}$$

ergeben sich die Invarianten des Spannungsdeviators zu:

$$\begin{aligned} J_1 &= 0, \\ J_2 &= \frac{1}{2}s_{ij}s_{ji} \\ &= \frac{1}{6}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2, \\ J_3 &= \frac{1}{3}s_{ij}s_{jk}s_{ki} \\ &= \det s_{ij}. \end{aligned} \tag{2.34}$$

Die Fließfunktionen werden durch die Invarianten I_1, J_2, J_3 beschrieben. Eine geometrische Bedeutung dieser Invarianten kann durch Hinzuziehung der HAIGH-WESTERGAARD-Koordinaten gefunden werden (Bild 2.8), wobei der Lode-Winkel θ ein Maß für die polare Position des Spannungspunktes in der Deviatorebene darstellt:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) = \frac{I_1}{\sqrt{3}}, \\ \rho &= \sqrt{2J_2} = \sqrt{\mathbf{s} : \mathbf{s}} = \|\mathbf{s}\|, \\ \theta &= \frac{1}{3} \arcsin \left(-\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right), \quad \text{wobei } -30^\circ \leq \theta \leq +30^\circ. \end{aligned} \tag{2.35}$$

Darüber hinaus sind in der Literatur ebenfalls Formulierungen in den drei Invarianten $\sigma_m, \bar{\sigma}$ und θ und den ROSCOE'schen Invarianten p, q und θ zu finden. Die Invarianten σ_m bzw. p beschreiben hierbei die hydrostatische Spannung, $\bar{\sigma}$ bzw. q die Deviatorspannung wie sie jeweils in einem Triaxialversuch bestimmt werden. Der Lode-Winkel ist für alle Formulierungen gleich. Die Beziehungen der genannten und in der Literatur häufig verwendeten Invarianten zueinander lauten:

$$\begin{aligned} I_1 &= 3\sigma_m = 3p = \sqrt{3}\xi, \\ \sqrt{J_2} &= \bar{\sigma} = \frac{1}{\sqrt{3}}q = \frac{1}{\sqrt{2}}\rho. \end{aligned} \tag{2.36}$$

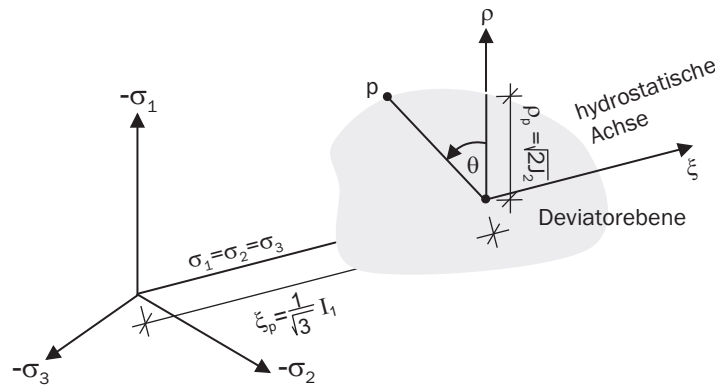


Bild 2.8: Geometrische Bedeutung der Invarianten

Mit den Beziehungen

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta + 120^\circ) + \frac{1}{3} I_1, \\
 \sigma_2 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta) + \frac{1}{3} I_1, \\
 \sigma_3 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta - 120^\circ) + \frac{1}{3} I_1
 \end{aligned} \tag{2.37}$$

kann die Transformation aus dem Invariantenraum in den Hauptspannungsraum erfolgen.

2.1.5 Verwendete elasto-plastische Modelle

Auswahl der Gesetze: Zur Abbildung des Bodenverhaltens werden Stoffgesetze gesucht, welche dieses nicht isoliert gesehen bestmöglich simulieren, sondern welche bezogen auf das ganzheitliche Modell die Steifigkeit hinreichend genau wiedergeben.

Das DRUCKER-PRAGER und das MOHR-COULOMB Modell sind in der bodenmechanischen Berechnungspraxis mittlerweile bekannte und akzeptierte Stoffgesetze. Erfahrungen mit nichtlinearen Berechnungen liegen vor und die Parameter sind leicht bestimmbar. Da sie gleichzeitig die einfachsten Stoffgesetze darstellen und darüber hinaus die Grundlage für viele komplexere Varianten bilden, werden beide für die Implementierung ausgewählt. Beide Modelle bilden den elastischen Bereich jedoch nur linear ab, weshalb ebenso wie für das elastische Modell ein mit der Tiefe zunehmender Steifemodul verwendet wird. Durch den Vergleich beider Modelle kann die Notwendigkeit einer Beschreibung in Abhängigkeit des Lode-Winkels geklärt werden.

Um den Spannungszustand unter einer ausgedehnten Flächenlast abbilden zu können, muss der ödometrische Belastungspfad durch das Modell gut wiedergegeben werden können. Dies ist mit den zuvor genannten Konusmodellen nicht möglich. Zur Beschreibung der volumetrischen Verfestigung ist eine Kappe notwendig. Als Stoffgesetz wird das DRUCKER-PRAGER Kappenmodell ausgewählt. Im Gegensatz zum HARDENING-SOIL Modell, welches auf der MOHR-COULOMB'schen Grenzbedingung aufbaut, stellt es eine

Erweiterung des DRUCKER-PRAGER Kegels um eine Kappe zur Beschreibung der kontraktant plastischen Verzerrungen dar. Da nach Holzlöhner (2006) für Fundamentsetzungen unter Gebrauchslast der ödometrische Belastungspfad bedeutender ist als der deviatorische, wird der einfacheren numerischen Umsetzung des Kegels im Vergleich zur Pyramide der Vorzug gegeben. Ebenso wie beim HARDENING-SOIL Modell nach Bild 2.9 wäre auch hier die Formulierung einer deviatorischen Verfestigung möglich, auf die jedoch aus den zuvor genannten Gründen ebenfalls verzichtet wird.

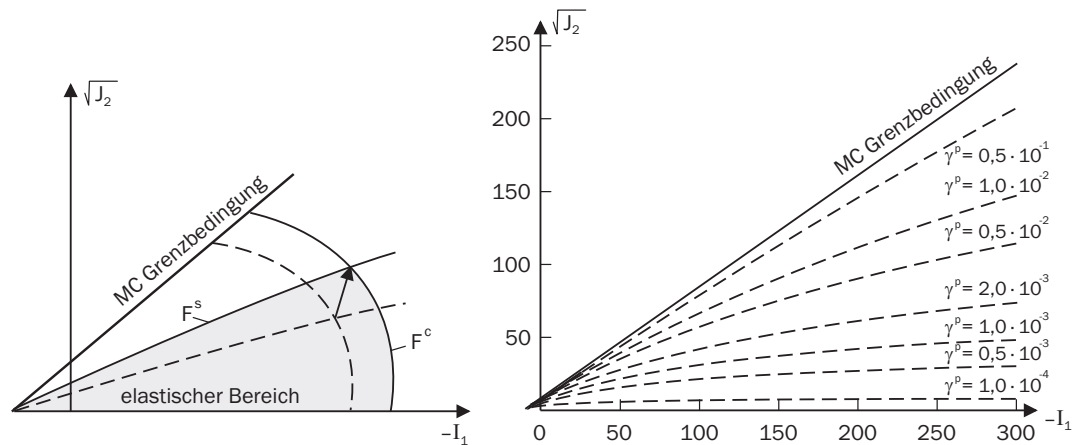


Bild 2.9: Beschreibung von Verfestigung im HARDENING-SOIL Modell

Die lediglich linear-elastisch abgebildete Ent- und Wiederbelastung beim ödometrischen Belastungspfad wird für die statische Berechnung der Strukturen als zunächst ausreichend angesehen. Die linear-elastische Erstbelastung betrifft für ödometrisches Verhalten nur einen sehr kleinen Bereich, da nahezu von Beginn an plastische Verzerrungen auftreten. Deshalb ist der Ansatz linearer Elastizität als Näherung gerechtfertigt.

Mit den in den letzten Jahren entwickelten Modellen unter Verwendung der „small strain stiffness“ soll eine Unabhängigkeit vom Berechnungsausschnitt erreicht werden können [Benz 2007]. Diese Modelle erscheinen jedoch zumindest zur jetzigen Zeit für ein praxisgerechtes ganzheitliches Modell zu komplex und zu rechenintensiv und werden im Weiteren nicht berücksichtigt.

Eine Erläuterung zur Bestimmung der für die gewählten Modelle benötigten Parameter ist Anhang A zu entnehmen. Diese stellen größtenteils keine Konstanten dar, sondern sind vom jeweiligen Druckniveau und der Beanspruchung des Bodens abhängig. Werden sie über eine Linearisierung gewonnen, gelten sie nur für einen kleinen Beanspruchungsbereich [Fiedler 2002]. Die Ableitungen der Fließfunktionen befinden sich in Anhang B.

MOHR-COULOMB Modell: Das linear-elastisch - ideal-plastische MOHR-COULOMB Modell ist eine für den räumlichen Fall erweiterte Kombination aus dem HOOK'schen Gesetz und der MOHR-COULOMB'schen Bruchbedingung. Nach dieser Bedingung ist die Fließgrenze erreicht, wenn die maximale Schubspannung einen kritischen Wert τ_f erreicht hat (Bild 2.10):

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi. \quad (2.38)$$

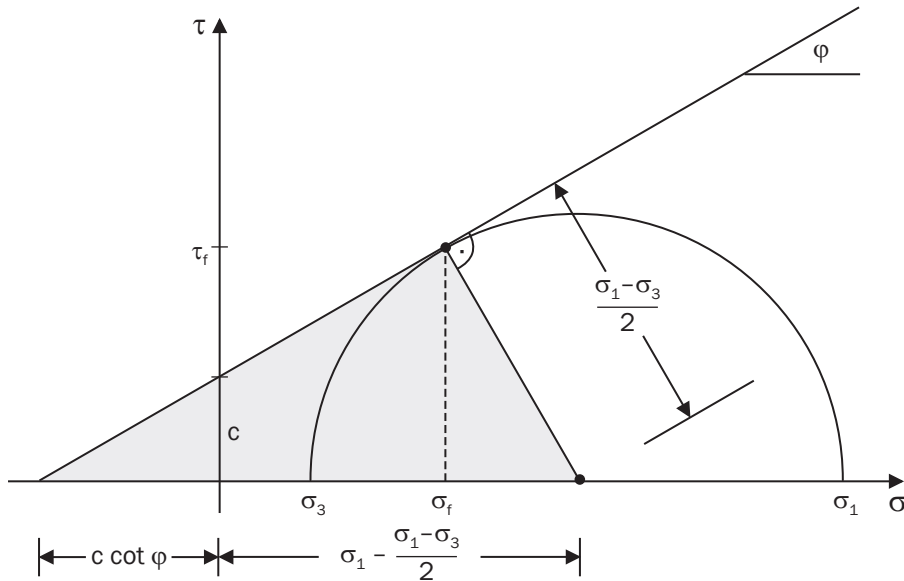


Bild 2.10: MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium

Somit stellt die Fließfläche einen linearen Zusammenhang zwischen den Hauptspannungen und der Fließgrenze dar. Dieser lässt sich auf Grundlage der MOHR'schen Spannungskreise in ihrer Grenzbedingung leicht herleiten. Aus den geometrischen Beziehungen des grau hinterlegten Bereichs folgt:

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0. \quad (2.39)$$

Aus der Herleitung wird ersichtlich, warum die Formulierung der Fließbedingung nach MOHR-COULOMB unabhängig von der mittleren Hauptspannung σ_2 ist. Die sich aus dieser Vereinfachung ergebenden Unterschiede wurden bereits in Bild 2.4 gezeigt, sind jedoch für die meisten geotechnischen Anwendungen und insbesondere für granulare Böden ausreichend [Chen & Saleeb 1994]. Für die Ecken wird eine Ausrundung nach Zienkiewicz & Taylor (1991) vorgenommen, da diese auch numerisch aufgrund entstehender Singularitäten und Schwierigkeiten bei der Definition der Richtung des plastischen Potentials nicht sinnvoll sind. Eine ähnliche Vorgehensweise ist in Abbo & Sloan (1995) enthalten.

Bei Definition von $|\sigma_1| > |\sigma_2| > |\sigma_3|$ braucht nur ein Sechstel der Fließfläche betrachtet zu werden. Für eine vollständige Beschreibung im Spannungsraum ergeben sich die restlichen Abschnitte durch Umordnung der Spannungsreihenfolge. Das daraus in der Deviatorebene entstehende Hexagon ist in Bild 2.11 dargestellt. Aufgrund des bereits erläuterten früheren Scherversagens in Triaxial-Extensions-Versuchen gegenüber demjenigen in Triaxial-Kompressions-Versuchen ergeben sich für Kompression und Extension unterschiedliche Abstände der Fließfläche von der hydrostatischen Achse, was zu den Unregelmäßigkeiten im Sechseck führt. In die Fließbedingung geht dieses Verhalten durch Berücksichtigung des Lode-Winkels θ ein. Für $\theta = +30^\circ$ stellt sich Kompressionsversagen, für $\theta = -30^\circ$ Extensionsversagen und für $\theta = 0^\circ$ reines Schubversagen ein.

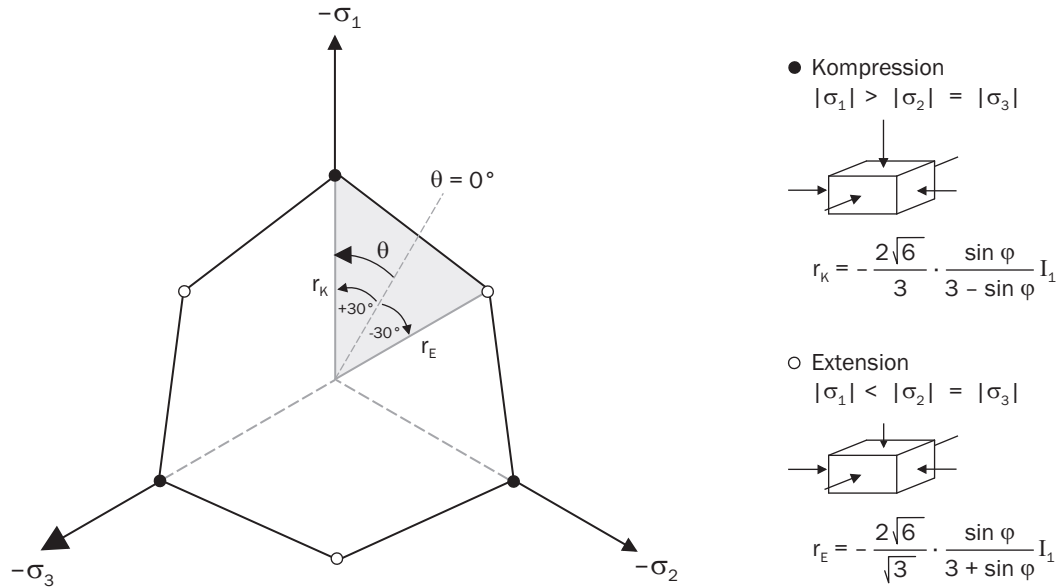


Bild 2.11: MOHR-COULOMB Modell in der Deviatorebene

Ausgedrückt durch die Invarianten lautet die Fließbedingung:

$$F = \frac{1}{3} I_1 \sin \varphi + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \varphi \sin \theta \right) - c \cos \varphi = 0. \quad (2.40)$$

Eine nicht-assozierte Plastizität wird mit Hilfe des Dilatanzwinkels ψ wiedergegeben:

$$G = \frac{1}{3} I_1 \sin \psi + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \psi \sin \theta \right) = 0. \quad (2.41)$$

Für volumenkonstantes Fließen ist $\psi = 0$ anzusetzen.

DRUCKER-PRAGER Modell: Das ebenso linear-elastische - ideal-plastische DRUCKER-PRAGER Kriterium

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k = 0 \quad (2.42)$$

stellt eine Erweiterung des VON MISES Kriteriums und ein Bindeglied zum MOHR-COULOMB Modell dar. Durch Hinzunahme der Invarianten I_1 in die Fließbedingung wird gegenüber VON MISES der Einfluss der hydrostatischen Spannung auf die Fließbedingung berücksichtigt. In der Deviatorebene wird wie auch beim VON MISES Kriterium durch Vernachlässigung des Lode-Winkels ein Kreis abgebildet, der durch Anpassung der Parameter den Radien des MOHR-COULOMB Modells entspricht.

Wird der Kegel als Kompressionskegel abgebildet, d.h. im Vergleich zum MOHR-COULOMB Hexagon umschließt der Kreis die äußeren Ecken, bestimmen sich die Parameter α und k wie folgt:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad \text{und} \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}. \quad (2.43)$$

Alternativ kann durch eine Änderung dieser beiden Parameter auch ein Extensionskegel, die inneren Ecken des MOHR-COULOMB Hexagons werden vom Kreis tangiert, beschrieben werden:

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)} \quad \text{und} \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}. \quad (2.44)$$

Soll ein ebener Verzerrungszustand abgebildet werden, ist der Kreis ein Inkreis des Hexagons [Pregl 2004]:

$$\alpha = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin^2 \varphi)} \quad \text{und} \quad k = \frac{3c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin^2 \varphi)}. \quad (2.45)$$

Im $I_1 - \sqrt{J_2}$ -Invariantenraum stellt k den Ordinatendurchgang und α die Steigung der Fließgrenze dar (Bild 2.12). Bei Ansatz von $\varphi = 0$ und damit $\alpha = 0$ kann als Sonderfall auch das VON MISES Kriterium abgebildet werden. Der Radius des Kreises wird dann durch den Parameter k beschrieben, der sich für den räumlichen Fall einheitlich zu $2/\sqrt{3}c$ bestimmt. Durch die Größe der Kohäsion c wird über den Parameter k der Nulldurchgang der Ordinate und somit auch die mögliche Aufweitung des Kegels gesteuert. Es wird eine assoziierte Fließregel verwendet.

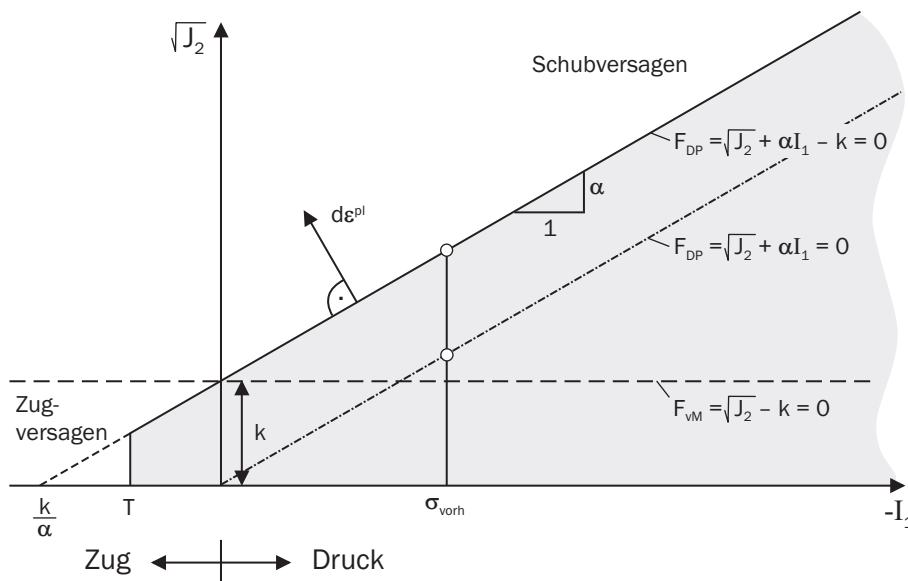


Bild 2.12: DRUCKER-PRAGER Modell im $I_1 - \sqrt{J_2}$ -Invariantenraum

DRUCKER-PRAGER Kappenmodell: DRUCKER-PRAGER Kappenmodelle gehen auf DiMaggio & Sandler (1971) zurück. Die Grundidee des Modells ist, ein möglichst weites Spektrum des Bodenverhaltens abzubilden. Je nach Formulierung wird eine verfestigende Fließfläche, eine verfestigende Kappe, eine nichtlineare Versagensfläche, ein linearer oder nichtlinearer Elastizitätsmodul oder auch eine Abhängigkeit vom Lode-Winkel berücksichtigt. Inzwischen liegen vielfältige Modifikationen verschiedener Autoren vor, einen Überblick mit Hinweis auf die entsprechenden Anwendungsgebiete gibt beispielsweise Sandler (2005).

Gegenüber den vorherigen Modellen ist es der große Vorteil eines Kappenmodells, plastische Kompression abbilden zu können. Darüber hinaus ist es mit einem Kappenmodell gegenüber einem reinen Konusmodell möglich, die Größe der entstehenden Dilatanz unter Scherbeanspruchung zu kontrollieren. Ohne eine Kappe würde bei zunehmender Scherbeanspruchung auch die Dilatanz ungehindert anwachsen, was im Widerspruch zu experimentellen Ergebnissen steht. Das Verfestigungsgesetz der Kappe erlaubt es, dass sich diese zusammenzieht, bis die Kappe die Versagensfläche im Spannungspunkt schneidet und an dieser Stelle verharrt. In diesem Punkt steht das plastische Potential senkrecht zur hydrostatischen Achse, da die Kappe mit einer horizontalen Tangente auf die Fließfläche trifft, wodurch keine weiteren plastischen volumetrischen Verzerrungen (Dilatanz) auftreten.

In dem für diese Arbeit gewählten Kappenmodell wird das Versagen unter Schub durch den zuvor erläuterten DRUCKER-PRAGER Kegel beschrieben und das Verfestigungsverhalten unter überwiegend allseitiger Kompression durch eine sich ausdehnende elliptische Kappe [Chen & Baladi 1985]:

$$F = \begin{cases} F_{DP}(I_1, \sqrt{J_2}) = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k & I_1 \geq L(\kappa) \\ F_C(I_1, \sqrt{J_2}, \kappa) = \sqrt{J_2} - \frac{1}{R} \sqrt{(X(\kappa) - L(\kappa))^2 - (I_1 - L(\kappa))^2} & I_1 < L(\kappa) \end{cases} \quad (2.46)$$

Die Parameter $X(\kappa)$ und $L(\kappa)$ definieren den Schnittpunkt der Ellipse mit der I_1 -Achse und in Kombination mit dem Parameter R auch denjenigen mit der Fließfläche F (Bild 2.13). R gibt die Elliptizität der Kappe als Verhältnis von größerem zu kleinerem Radius an und kann sowohl konstant als auch in Abhängigkeit von L angesetzt werden:

$$R = R_i + R_1(1 - e^{R_2 L(\kappa)}). \quad (2.47)$$

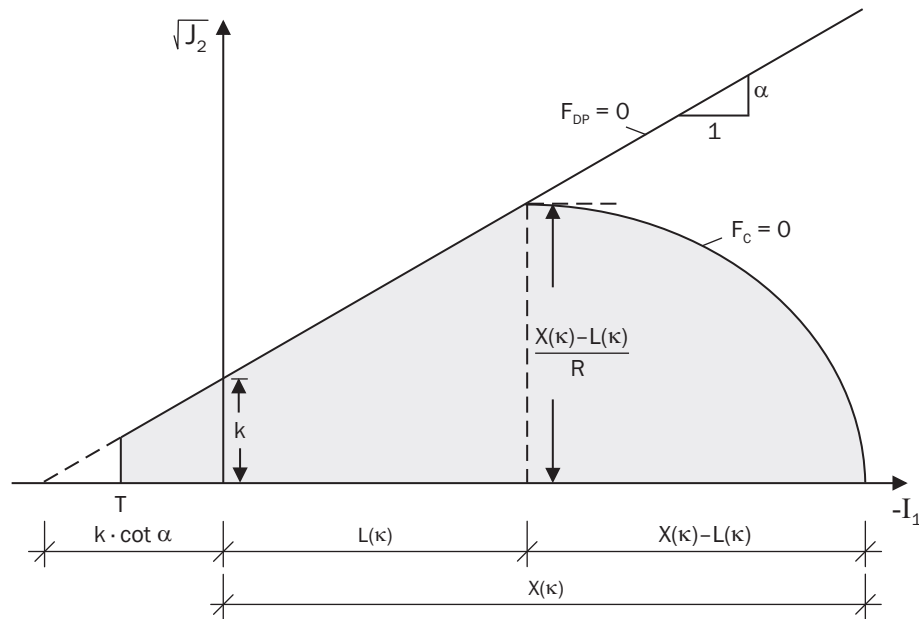


Bild 2.13: Drucker-Prager Kappenmodell im $I_1 - \sqrt{J_2}$ -Invariantenraum

Die Lage der Ellipse wird durch die Beziehung

$$X = L(\kappa) - R(k - \alpha L(\kappa)) \quad (2.48)$$

mit

$$L(\kappa) = \begin{cases} l(\kappa) & l(\kappa) < 0 \\ 0 & l(\kappa) \geq 0 \end{cases} \quad (2.49)$$

so bestimmt, dass sie an den Schnittpunkten jeweils ihre Krümmungspunkte aufweist. Somit entsteht im Schnittpunkt mit der Fließfläche eine horizontale Tangente, was dazu führt, dass hier keine volumetrischen Verzerrungen auftreten.

Der Verfestigungsparameter κ wird beschrieben mit:

$$\kappa = \varepsilon_{kk}^{pl} = W(e^{DX(\kappa)} - 1). \quad (2.50)$$

Nach Umformung folgt hieraus der Abstand $X(\kappa)$

$$X(\kappa) = X_0 + \frac{1}{D} \ln \left(1 + \frac{\varepsilon_{kk}^{pl}}{W} \right) \quad (2.51)$$

mit den Materialkonstanten W und D . Der Parameter W definiert die maximal erreichbare volumetrische plastische Verzerrung, die der Boden unter hydrostatischer Beanspruchung erfahren kann und errechnet sich aus der Porosität n und dem Sättigungsgrad S zu [Chen & Baladi 1985]:

$$W = n(1 - S). \quad (2.52)$$

Mit D kann die Höhe der Verfestigung gesteuert werden. Beide Parameter können mit Hilfe eines hydrostatischen Kompressionsversuchs ermittelt werden (Bild 2.14).

Erhart (2004) führt für Gleichung 2.50 eine gebrochen rationale Funktion ein, mit der ihm eine bessere Anpassung an experimentelle Daten gelingt:

$$\varepsilon_{kk}^{pl} = DW \frac{X(\kappa) - X_0}{1 - D(X(\kappa) - X_0)}. \quad (2.53)$$

Als weiteren positiven Effekt der Formulierung benennt er die Vorteile, die sich für die Stabilität des Rückprojektionsalgorithmus ergeben. Die Verfestigung strebt nichtlinear asymptotisch gegen die maximale volumetrische plastische Verzerrung W . Da der Anstieg nach Gleichung 2.53 jedoch langsamer einhergeht, ist die Singularität schwächer ausgeprägt. Die Funktion wird wahlweise bei der Implementierung berücksichtigt.

Für die gewählte Rückprojektion des Spannungszustandes auf die Fließfläche, welche in Kapitel 3.2.1 beschrieben wird, ist die Formulierung der Fließbedingung F_C nach Gleichung 2.46 nicht geeignet. Durch sie wird der Abstand des Spannungszustandes im Invariantenraum bezogen auf die hydrostatische Achse beschrieben. Es wird jedoch eine

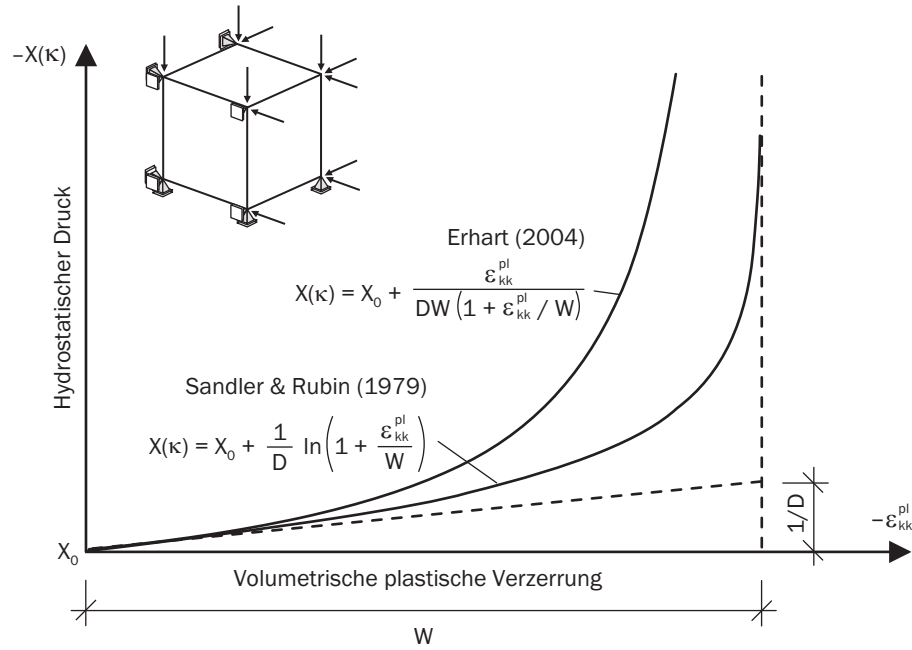


Bild 2.14: Volumetrisches Verfestigungsgesetz

Formulierung bezogen auf den Mittelpunkt der Ellipse benötigt. Hierfür wird die Funktion nach Hofstetter, Simo & Taylor (1993) verwendet:

$$F_C(I_1, \sqrt{J_2}, \kappa) = \sqrt{\left(\sqrt{J_2}\right)^2 + \frac{1}{R^2}(L(\kappa) - I_1)^2} - \frac{L(\kappa) - X(\kappa)}{R}. \quad (2.54)$$

Unter Verwendung einer assoziierten Fließregel für die Kappe bestimmt sich der Verfestigungsmodul \mathbf{H} nach Gleichung 2.30 mit

$$\frac{\partial F_c}{\partial \kappa} = \frac{\partial F_c}{\partial X} \frac{\partial X}{\partial \kappa} = \frac{\partial F_c}{\partial X} \frac{\partial X}{\partial \varepsilon_{kk}^{pl}} = \frac{1}{RD(\varepsilon_{kk}^{pl} + W)} \quad (2.55)$$

und

$$\frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon_{ij}^{pl}} = \delta_{ij} \quad (2.56)$$

zu:

$$\mathbf{H} = \frac{3(L - I_1)}{R^3 \sqrt{\left(\sqrt{J_2}\right)^2 + \frac{1}{R^2}(L(\kappa) - I_1)^2} D(\varepsilon_{kk}^{pl} + W)}. \quad (2.57)$$

Tension Cut-off: Böden können im Allgemeinen kaum Zugspannungen aufnehmen. Durch hohe Werte der Kohäsion würden die aufnehmbaren Zugspannungen somit rasch überschätzt. Eine Begrenzung wird deshalb über das RANKINE-Kriterium als „Tension Cut-off“ - Kriterium realisiert (siehe Bilder 2.12 und 2.13):

$$F = I_1 - T = 0. \quad (2.58)$$

Soweit nicht anders angegeben, wird für alle Modelle als maximal ertragbare Zugspannung T die Kohäsion c angesetzt.

2.2 Tragverhalten von Plattengründungen

Gründungen werden sowohl hinsichtlich ihrer Lastabtragung als auch bezüglich der Einbindetiefe und somit der Lage der tragfähigen Schicht unterschieden. Bild 2.15 verschafft einen Überblick über die Gründungsarten und die zugehörigen Fundamenttypen. Flächen Gründungen verteilen die auftretenden Überbaulasten auf einen größeren Bodenbereich. Die Lasteintragung erfolgt in der Gründungssohle und erzeugt auf den Boden einen Sohldruck. Dahingegen werden bei Pfahlgründungen die Lasten über Spitzendruck und Mantelreibung in den Untergrund eingeleitet. Kombinierte Pfahl-Plattengründungen verknüpfen beide zuvor beschriebenen Tragmechanismen. Flachgründungen werden ausgeführt, wenn unterhalb der Fundamentsohle ein tragfähiger Untergrund ansteht bzw. wenn dieser durch eine Baugrundverbesserung erreicht werden kann. Bei einer Tiefgründung werden die Lasten des Bauwerks mittels Pfählen, Schlitzwänden oder Brunnen in tiefere Bodenschichten abgeleitet. Sie ist bei sehr großen Lasten oder einem erst in größerer Tiefe anstehenden tragfähigen Untergrund notwendig. In der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Plattengründungen als Form der Flachgründung betrachtet. Im Weiteren werden sie als Bodenplatten bezeichnet. Aufgrund des fehlenden kohäsiven Verbundes können keine Zugkräfte übertragen werden, sondern nur Druck- und Reibungskräfte.

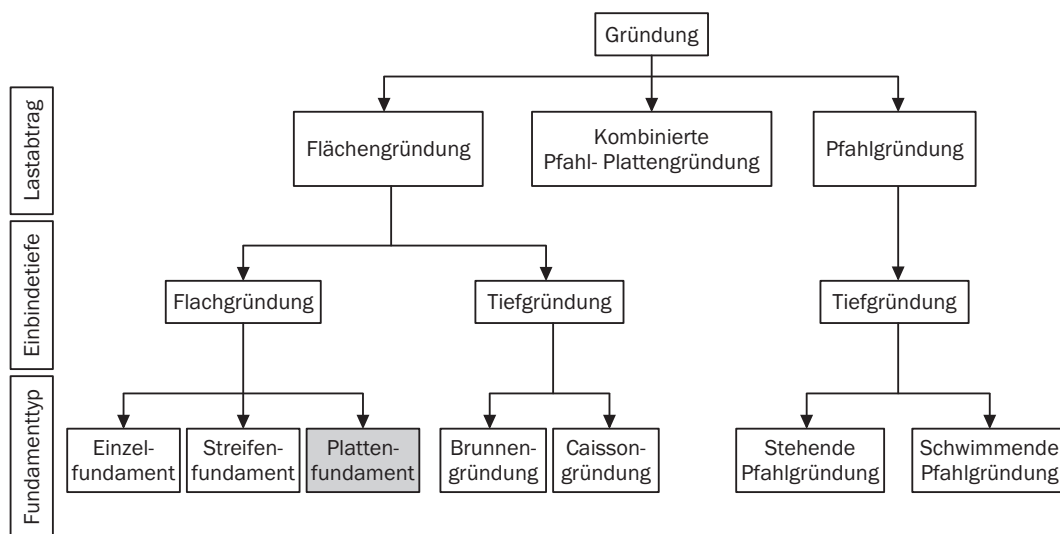


Bild 2.15: Gründungsarten mit den zugehörigen Fundamenttypen

Nach DIN 1054 (2005) sind für Flachgründungen folgende äußere Standsicherheitsnachweise (Versagen des Bodens) zu führen:

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

- Nachweis der Kippsicherheit,
- Nachweis der Grundbruchsicherheit,
- Nachweis der Gleitsicherheit,
- ggf. Nachweis der Auftriebssicherheit nach DIN 1055-100 (2001),

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

- Zulässige Lage der Sohldruckresultierenden,
- Verschiebungen in der Sohlfläche,
- Setzungsnachweis.

Für die innere Standsicherheit (Versagen des Baukörpers) nach DIN 1045-1 (2008) müssen erbracht werden:

- Einhaltung der erforderlichen Bauteilabmessungen,
- Einhaltung der erforderlichen Betongüte,
- Biege- und Querkraftbemessung.

Bei der Bemessung ist eine Überlagerung der Beanspruchungen aus Lasteinwirkungen und Zwangbeanspruchungen erst dann erforderlich, wenn die resultierende Zwangdehnung $0,80\%$ überschreitet. Für gewöhnliche Zwangbeanspruchungen infolge Schwindens und Temperaturunterschieden aus abfließender Hydratationswärme oder Witterungseinflüssen ist keine Überlagerung erforderlich [DAfStb 2003]. Die Zugtragfähigkeit des Betons ist bei etwa $0,09\%$ – $0,13\%$ erreicht. Bei größeren Beanspruchungen erfolgt eine Bemessung für den gerissenen Zustand. Für die Dimensionierung von Bodenplatten ist im Allgemeinen der Durchstanznachweis maßgebend.

Als Nachweise der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1 (2008) müssen geführt werden:

- Spannungsbegrenzung,
- Nachweis der Mindestbewehrung,
- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite.

Im Folgenden wird das Tragverhalten von Bodenplatten im Gebrauchslastbereich betrachtet, da bei den Untersuchungen das Setzungsverhalten im Vordergrund steht. Tragmechanismen wie das Durchstanzverhalten und der Grundbruch im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden damit nicht behandelt.

2.2.1 Allgemeines Plattentragverhalten

Eine Platte ist ein ebenes, flächiges Bauteil, dessen Dicke im Vergleich zu den beiden Längenabmessungen sehr viel kleiner ist. Die Kräfte wirken senkrecht zur Mittelfläche. Nachfolgend wird sich auf die Beschreibung kleiner Deformationen mit einem Verhältnis von Durchbiegung zu Bauteildicke von $w/h < 0,2$ beschränkt, wie sie bei Bodenplatten ausschließlich auftreten [Altenbach, Altenbach & Naumenko 1998].

Das Tragverhalten von Platten ist gekennzeichnet durch [Bindseil 2008]:

- Gegenseitige Beeinflussung der beiden Tragrichtungen x und y ,
- Einfluss der Querdehnung,

- Einfluss der Torsionssteifigkeit,
- Bereiche annähernd konstanter Krümmung und damit konstanter Biegemomente.

Bei einachsig gespannten Platten wird die Last nur in eine Richtung abgetragen, wohingegen dies bei zweiachsig gespannten Platten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung erfolgt. Als zweiachsig gespannt gilt eine Platte, wenn das Seitenverhältnis $L/B \leq 2$ ist, wobei B die kürzere Stützweite darstellt. Der Grenzwert definiert das Verhältnis, bei welchem die Biegemomente in Querrichtung in etwa vergleichbar mit denjenigen einer einachsig gespannten Platte sind, die lediglich einen Querdehnungseinfluss aufweist. Bei zweiachsig gespannten Platten kommt es durch die günstige Wirkung der Torsionsmomente zu einer Reduzierung der Biegemomente. Zur Erläuterung dient ein Trägerrostmodell, bei welchem die einzelnen Balken an ihren Kreuzungspunkten miteinander verbunden sind. Die Balken erfahren in x - und y -Richtung an den Kreuzungspunkten eine gleich große Durchbiegung, nutzen somit den Lastabtrag in beide Richtungen, verbleiben jedoch bei der Verformung in ihrer Achse. Erst durch die Verwindung der einzelnen Balken wird ein vollständiges Plattentragverhalten simuliert (Bild 2.16). Hierbei entstehen Torsionsmomente in den Eckbereichen, die sich am Lastabtrag beteiligen und damit die Biegebeanspruchung herabsetzen.

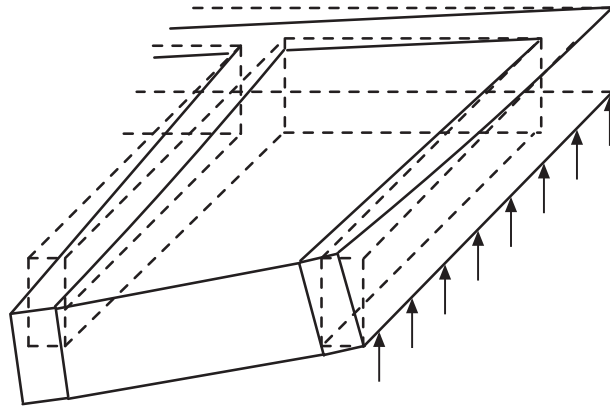


Bild 2.16: Ausschnitt eines Trägerrostmodells zur Erläuterung des Plattentragverhaltens nach Wommelsdorff (2002)

In der klassischen Plattentheorie, welche die Grundlage der gängigen Tafelwerke darstellt, wird die Vernachlässigung der Schubverformungen aus Querkraft nach KIRCHHOFF-LOVE vorausgesetzt. Dies bedeutet, dass eine Querschnittsachse auch nach der Verformung senkrecht zur Plattenmittellachse steht. Die Theorie wird als schubstarr bezeichnet und kann als Erweiterung der BERNOULLI-Balkentheorie verstanden werden. Bei der schubweichen REISSNER-MINDLIN Theorie (vergleichbar mit der TIMOSHENKO-Balkentheorie) verdreht sich die Querschnittsachse bei der Verformung um einen Winkel γ gegenüber der Senkrechten (Bild 2.17 links). Zusätzlich zur Biegung erfährt der Querschnitt eine Scherung.

Hinsichtlich der numerischen Abbildung werden in der Regel Elemente mit einem schubweichen REISSNER-MINDLIN Ansatz verwendet. Für diesen ist lediglich eine C^0 -Kontinuität gefordert. Dies bedeutet, dass nur die Ansatzfunktionen stetig sein müs-

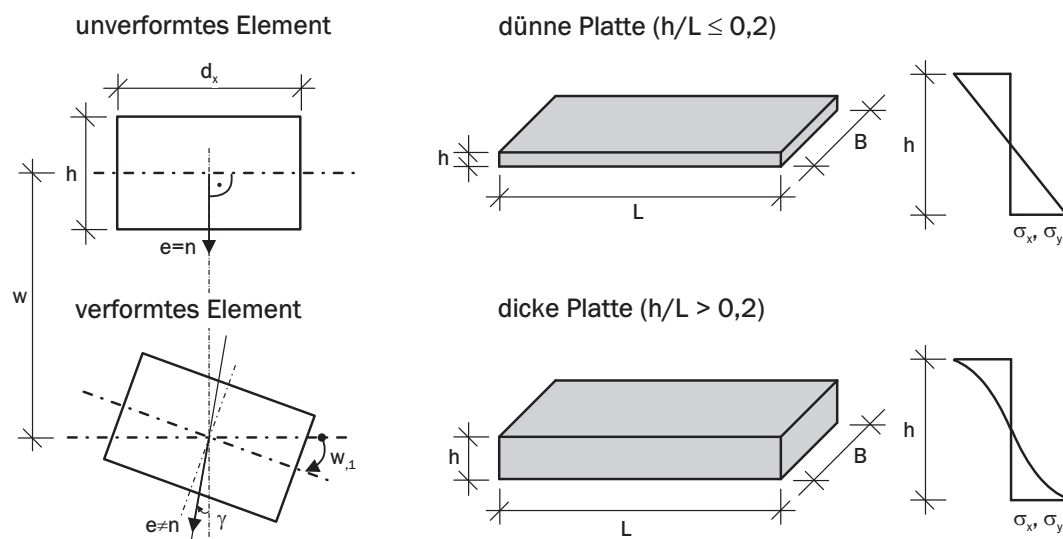


Bild 2.17: Darstellung der Schubdeformation am verformten Plattenelement (links) und Dehnungsverteilungen über den Querschnitt in Abhängigkeit der Bauteilabmessungen (rechts)

sen und nicht auch deren Ableitungen, wie es für einen schubstarken Ansatz mit C^1 -Kontinuität gefordert ist. Dies stellt eine wesentliche Vereinfachung dar. Für Plattendicken des üblichen Hochbaus spielt die Unterscheidung keine Rolle, da aufgrund der geringen Plattendicken und somit einem nur sehr geringen Anteil der Schubverformung beide Theorien vergleichbare Ergebnisse liefern. Zu Abweichungen könnte es lediglich in den Randbereichen kommen.

Für Plattentragwerke wird für Bereiche mit stetiger Belastung und Geometrie ein Ebenbleiben des Querschnitts, das heißt eine lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt, vorausgesetzt. Für größere Bauteildicken trifft dies nicht mehr zu, wie in Bild 2.17 (rechts) am Vergleich einer dünnen und dicken Platte anschaulich erkennbar ist. Die Grenze zwischen linearer und nichtlinearer Verteilung liegt etwa bei $h/\min(B, L) = 0,2$, kann sich jedoch in Abhängigkeit von Belastungsart und Geometrie noch leicht verschieben [Altenbach, Altenbach & Naumenko 1998]. Die mechanischen Modellannahmen der Plattentheorie setzen voraus, dass in Dickenrichtung keine Spannungen auftreten.

2.2.2 Beanspruchungszustand aus lastabhängigen Einwirkungen

Als tragend ausgebildete Konstruktionselemente eines Bauwerks werden Bodenplatten hauptsächlich durch vertikale Kräfte belastet. Dies sind im Allgemeinen Stützen- und Wandlasten, die als punktförmig respektive linienförmig wirkende statische Lasten idealisiert werden. Bei größeren Stützen- oder Wandflächen ist zum Teil auch eine Abbildung als Flächenlast notwendig. Aufgrund der größtenteils vorliegenden unregelmäßigen Stützenraster und Bodenplattengeometrien ist eine Berechnung mittels analytischer Lösungen der Plattendifferentialgleichung nicht möglich. In solchen Fällen wird zur Berechnung in der Regel die Finite-Elemente-Methode eingesetzt.

Im Gegensatz zu gedrunenen Einzelfundamenten sind Bodenplatten auf Biegung beansprucht, wodurch eine Ausführung deutlich geringerer Plattendicken ermöglicht wird. Der Betrag der resultierenden Schnittgrößen ist abgesehen von der Lastgröße und der Laststellung im Wesentlichen abhängig vom Verhältnis der Steifigkeiten von Bauwerk und Boden. Große Lasten werden flächig verteilt und der Sohldruck dadurch reduziert. Als Verteilungslänge der Lasten kann beispielsweise die charakteristische Länge l wie folgt angenommen werden [Avak 2002]:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_c h^3}{12 k_s}}. \quad (2.59)$$

Je größer die Plattendicke h und je weicher der Baugrund (dargestellt durch den Bettungsmodul k_s), desto größer ist die Verteilungsfläche. Aufgrund der komplexen Boden-Bauwerk-Interaktion kann diese Länge jedoch nur als grober Richtwert angesehen werden.

Das Tragverhalten von Bodenplatten ist ähnlich demjenigen von umgekehrten Deckenplatten (Bild 2.18). Der Sohldruck - auch Bodenpressung genannt - ist hierbei die Flächenlast, der die Stützenlasten entgegenwirken. Dadurch entstehen im Feld negative und im Stützenbereich positive Momente. Entsprechend wird die statische Bewehrung im Feld an der Bauteiloberkante angeordnet und im Bereich der Lasteinleitungspunkte an der Bauteilunterkante. Bei großflächigen Tragwerken gerade im Industriebau können hier mehrere Bewehrungslagen mit einem engen Verlegemaß und einem Durchmesser von bis zu 32 mm notwendig werden. Im Zuge eines Durchstanznachweises kann die Biegebewehrung zur Einhaltung der zulässigen Querkraftbeanspruchung im Allgemeinen kaum noch erhöht werden, so dass neben der Anordnung einer entsprechenden Querkraftbewehrung vielfach auch eine Erhöhung der Plattendicke erfolgen muss. Folglich wird der Durchstanznachweis für diese Art Bodenplatten bemessungsentscheidend.

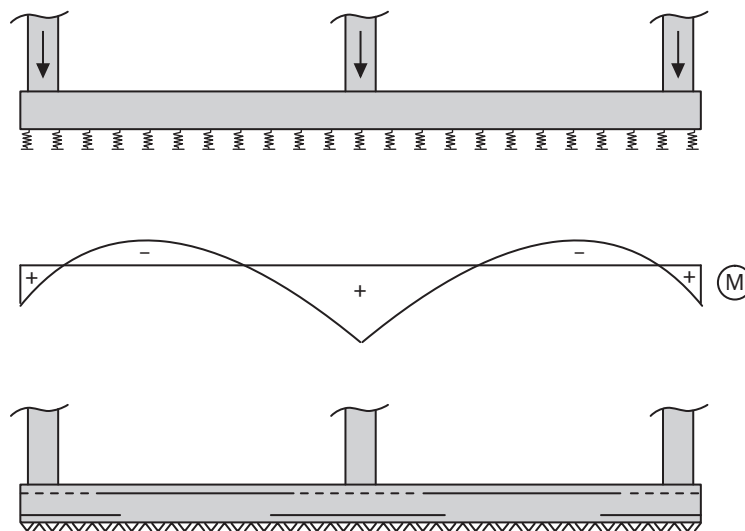


Bild 2.18: Tragverhalten einer Bodenplatte

Für große Plattendicken und damit massige Querschnitte ist trotz der zugehörigen großen Plattenabmessungen nicht gesichert bekannt, wie der Lastabtrag einer Stütze durch die

Bodenplatte stattfindet. In Abhängigkeit der Bodensteifigkeit könnten sich Druckbögen oder Druckstreben ausbilden. Numerische Untersuchungen bergen das Risiko, aufgrund von Annahmen - im Besonderen zum Verhalten des Bodens - den realen Zustand nicht treffend zu beschreiben. Sie können als unterstützendes Instrument gelten, müssen aber durch entsprechende Messungen verifiziert werden.

Experimentelle Untersuchungen zum Langzeitverhalten im Gebrauchslastbereich von Flachgründungen wurden bisher so gut wie nicht durchgeführt. Die existierenden Versuche waren auf die Durchstanzproblematik ausgerichtet. Auf realem Baugrund wurden von Ulke (2008) und Ricker (2009) Einzelfundamente analysiert, deren Verhalten jedoch nicht auf Bodenplatten übertragbar ist. Bei diesen tritt nur ein geringer Teil des Sohl-drucks innerhalb des Stützenbereiches auf, wohingegen der Großteil der Querkräfte aus dem Feldebereich stammt. Kleinmaßstäbliche Versuche von großflächigen Bodenplatten im Labor können die realen Interaktionsverhältnisse zwischen anstehendem Baugrund und großflächigem Bauwerk nur stark vereinfacht abbilden, hierfür sind in-situ Messungen notwendig. Da diese in der Literatur nicht beschrieben sind, werden als Anhaltswerte Laboruntersuchungen von Timm (2004) an Bodenplatten herangezogen. Bei diesen wurde zwecks versuchstechnischer Umsetzbarkeit ein Ersatzsystem untersucht, das nicht auf realem Baugrund, sondern in den Momentennullpunkten gelagert wurde und nur einen Ausschnitt einer Platte darstellt. Um präzisere Aussagen zu erhalten, wurde die Versagensanalyse mit Hilfe der FEM ausgeweitet. Die auch für den Gebrauchslastbereich relevanten Ergebnisse werden im Folgenden kurz zusammengefasst.

Bedingt durch die Verformungsfigur der Bodenplatte unter einer Stützenlast entstehen am Anschnitt radiale Krümmungen, die nach außen hin jedoch schnell abflachen. Die radialen Druckspannungen am Anschnitt sind immer größer als die tangentialen. Je kleiner die Stützenbreite ist, desto mehr trägt die Platte über tangentiale Momente ab. Begründet wird dies über eine gleiche Neigung, die sich auf einen geringeren Umkreis bezieht. Die Zusatzmomente werden tangential abgetragen, so dass bei kleineren Stützen ein ausgeglicheneres Verhältnis zwischen radialen und tangentialen Druckspannungen am Anschnitt besteht. Die Biegebemessung erfolgt auf der sicheren Seite liegend, da sowohl die Schnittgrößen unter Vernachlässigung der Bogentragwirkung ermittelt werden, als auch im Bereich des Stützenrandes von einem ebenen Dehnungszustand ausgegangen wird, obwohl dieser bedingt durch die Querdehnung bei der Lasteinleitung gekrümmt verläuft. Beides führt dazu, dass die in der Biegebemessung ermittelte Biegezugbewehrung in Realität schwächer beansprucht wird und somit auch kein Fließen auftritt. In Bild 2.19 sind die Verläufe der Hauptspannungstrajektorien für das Ersatzsystem einer schlanken und einer gedrungenen Bodenplatte in Anlehnung an Timm (2004) angegeben. Für schlanke Platten nähern sich die Hauptspannungen zum Rand hin dem Wert Null. Im Bereich des Anschnitts herrscht ein dreiaxialer Druckzustand. Bei gedrungenen Platten hingegen verlaufen die Hauptdruckspannungstrajektorien nahezu direkt von der Stütze zum Auflager in der Momentennulllinie. Während die Hauptdruckspannungen bei einer schlanken Platte am Anschnitt annähernd parallel verlaufen, driften sie bei einer gedrungenen Platte auseinander und erzeugen außerhalb des dreiaxialen Druckbereichs starken Querzug. Die Hauptdruckspannungstrajektorien verlaufen bei abnehmender Schlankheit steiler, außerdem spreizen sie sich weniger, da sich die Lasteinleitung gleichmäßiger auf die Stützenflä-

che verteilt. Im Gegensatz zum Ersatzsystem tritt beim Gesamtsystem Bodenplatte keine Bündelung der Trajektorien in der Momentennulllinie auf. Die Hauptdruckspannungen verlaufen mit abnehmender Schlankheit steiler, allerdings wird der Winkel nicht größer als 45° , da dies die energieärmste Querkraftübertragung darstellt.

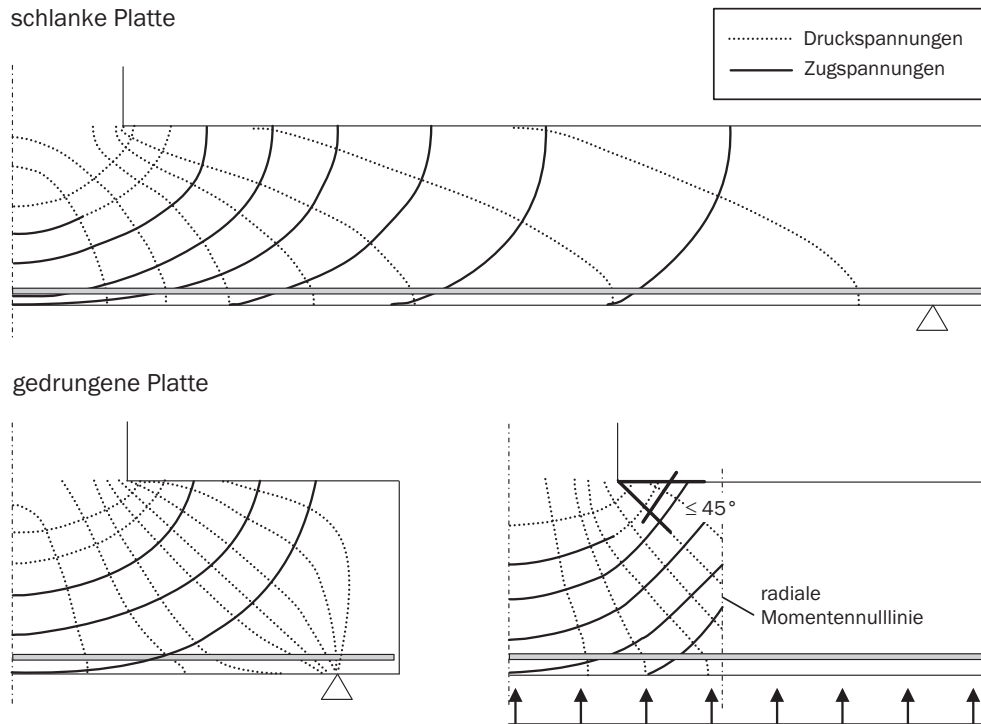


Bild 2.19: Gegenüberstellung der Hauptspannungstrajektorien für schlanke und gedrungene Bodenplatten im Lasteinleitungsbereich in Anlehnung an Timm (2004)

2.2.3 Beanspruchungszustand aus lastunabhängigen Einwirkungen

Temperatur

Thermisches Verformungsverhalten: Infolge einer Temperaturänderung erfährt ein Körper eine Volumenänderung. Die Raumausdehnung kann für homogene, isotrope Stoffe hinreichend genau durch die Längenänderung in allen drei Richtungen beschrieben werden [Dettling 1964]. Hierfür wird die kubische Temperaturdehnzahl γ_T durch den linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten α_T des jeweiligen Stoffes für jede Richtung ersetzt. Dieser gibt das Verhältnis zwischen der Temperaturdehnung ε_t und der Temperaturänderung ΔT an:

$$\varepsilon_t = \alpha_T \Delta T. \quad (2.60)$$

Für hochbewehrte flächenförmige Stahlbetonquerschnitte ist ein einheitlicher Ausdehnungskoeffizient für alle drei Richtungen jedoch zu hinterfragen. Für einen Temperaturbereich von 0 bis 60°C kann der Ausdehnungskoeffizient für Beton als Materialkonstante

angesehen werden. Nach DIN 1045-1 (2008) darf einheitlich $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ angesetzt werden. Gleiches gilt für den Betonstahl, so dass rechnerisch keine inneren Spannungen infolge unterschiedlicher Ausdehnungskoeffizienten zu erwarten sind. Die Angabe des Koeffizienten mit einer Potenz sechsten Grades begründet sich in der Größenordnung der Dehnungen, die in dieser Arbeit auftreten. Diese werden mit der Einheit $\mu\text{m/m}$ dargestellt. Eine Abschätzung des Dehnungsanteils aus Temperatur wird somit erleichtert. Der Ausdehnungskoeffizient ist für Beton hauptsächlich abhängig von der Zuschlagsart, dem Zementgehalt und dem Feuchtegehalt. Für Frischbeton ergibt sich dadurch auch eine Abhängigkeit vom Alter. Er variiert somit genau genommen in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung. Von Dettling (1964) werden Werte von $6,0 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ für dichten Kalkstein bis zu $13,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ für Quarz angegeben. Für Frischbeton können diese Werte noch bis auf etwa $24,0 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ ansteigen, was auf das noch nicht vollständig chemisch gebundene Wasser mit einer acht- bis zehnmal höheren Temperaturdehnzahl zurückzuführen ist [Grübl, Weigler & Karl 2001].

Temperaturprofil: In ebenen Flächentragwerken herrscht - mit Ausnahme von Rand- und Diskontinuitätsbereichen - ein eindimensionales Temperaturfeld vor. Je nach Art der Temperaturquelle und Dicke des Bauteils handelt es sich hierbei um ein instationäres und nichtlineares Feld, d.h. die Temperatur ändert sich mit der Zeit in jedem Punkt des Körpers. Infolge von Hydratationswärme bildet sich z.B. in einer Wand ein symmetrisch zur Mittelachse liegendes nichtlineares Temperaturfeld aus, welches bei einer Bodenplatte aufgrund des nicht gleichmäßig nach beiden Seiten abfließenden Wärmestroms unsymmetrisch verläuft. Für die gleiche Bodenplatte würde sich hingegen für einen über eine längere Zeit herrschenden Betriebstemperaturzustand ein lineares Feld einstellen. Die physikalischen Zusammenhänge des Wärmetransports im Beton sind weitestgehend erforscht und in der Literatur ausführlich beschrieben. Für einen Überblick siehe z.B. Wörmann (2004). Eine Unterscheidung wird hinsichtlich Strahlungsaustausch, Wärmeleitung und Konvektion vorgenommen.

Temperaturanteile: Bei der Beschreibung von räumlichen Temperaturunterschieden erfolgt eine Abgrenzung zwischen der Temperaturdifferenz ΔT

$$\Delta T = T_u - T_o \quad (2.61)$$

und dem Temperaturgradienten Δt , dem Anstieg der Temperatur über den Querschnitt:

$$\Delta t = \frac{T_u - T_o}{h} \quad (2.62)$$

Die aus der unterschiedlichen Dehnung an Unter- und Oberkante des Bauteils entstehende kreisförmige Krümmung bestimmt sich zu:

$$\kappa_t = -\frac{\alpha_T \Delta T}{h} \quad (2.63)$$

Hierbei wird die Krümmung unter Vernachlässigung eines Auflagerbereichs vereinfachend als Schneidenlagerung betrachtet und somit über die gesamte Bauteillänge als kreisförmig angesehen. Wie Bild 2.20 zu entnehmen ist, entsteht bei einer Abkühlung von oben eine negative (konkave) Krümmung, die als Aufschüsseln bezeichnet wird und bei Erwärmung

von oben eine positive (konvexe) Krümmung, das so genannte Aufwölben [Niemann 2004]. Nach dieser Definition entspricht eine positive Temperaturdifferenz einer negativen Krümmung und eine negative Differenz einer positiven Krümmung.

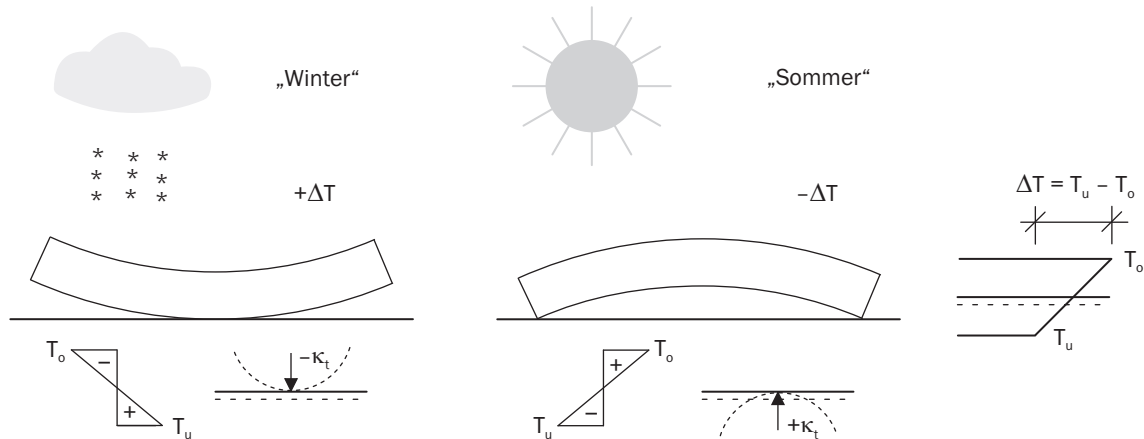


Bild 2.20: Definition von negativer und positiver Krümmung sowie Zuordnung von positiver und negativer Temperaturdifferenz

Erst wenn die Dehnungen aus Temperatur behindert sind, wie dies infolge einer unbestimmten Lagerung, angrenzender behindernder Bauteile oder auch eines nichtlinearen Temperaturverlaufs über den Querschnitt auftritt, entstehen lastunabhängige Spannungen, die als Zwangspannungen bezeichnet werden. Zur Interpretation der resultierenden Zwangspannungen bei vorausgesetztem Ebenbleiben des Querschnitts wird das nichtlineare Temperaturprofil nach DIN 1055-7 (2002) mathematisch in einen konstanten Anteil T_k , einen linearen Anteil T_l und einen nichtlinearen Anteil T_E zerlegt (Bild 2.21).

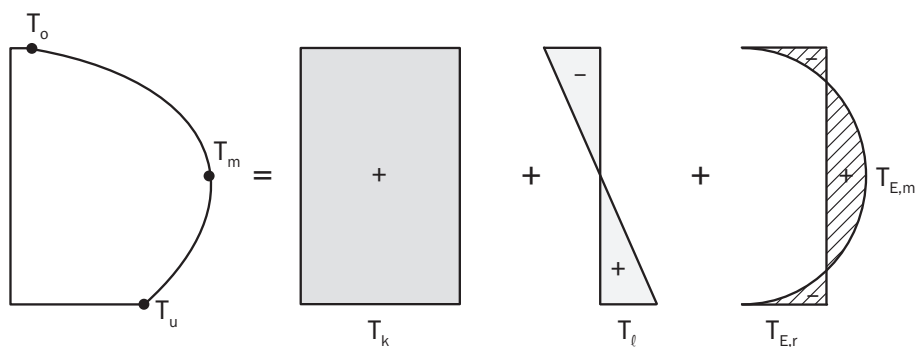


Bild 2.21: Aufspaltung des Temperaturprofils in seine Anteile

Als Formeln für die Zerlegung in die drei Anteile, die auch bei massigen Bauteilen vorgenommen wird, ergeben sich [Eierle & Schikora 2000]:

$$T_k = \frac{T_o + T_u + 4T_m}{6}, \quad (2.64)$$

$$T_l = \frac{T_u - T_o}{2}, \quad (2.65)$$

$$T_{E,r} = \frac{T_o + T_u - 2T_m}{3}, \quad (2.66)$$

$$T_{E,m} = \frac{-T_{E,r}}{2}. \quad (2.67)$$

Für den angenommenen parabolischen Verlauf des nichtlinearen Anteils bedeutet dies zwingend, dass er symmetrisch zur Bauteilmittelachse ist und die Randwerte die doppelte Größe des Wertes in der Mitte besitzen. Ebenso wird die Kenntnis von drei Temperaturwerten über den Querschnitt vorausgesetzt, wobei ein Wert in Bauteilmitte und jeweils ein Wert am Bauteilrand zu liegen hat. Bei Messungen an Bodenplatten werden sowohl die Temperaturen als auch die Dehnungen und Spannungen im Allgemeinen innerhalb des Bauteils gemessen. In Plannerer (1998) sind Formeln angegeben, die diesem Zustand Rechnung tragen, jedoch gelten diese nur für eine symmetrische Anordnung der beiden äußeren Aufnehmer bezogen auf die Bauteilmittelachse. In Kapitel 5.2.4 werden deshalb Formeln für eine allgemeine Lage der Aufnehmer hergeleitet. Liegen durch Messungen mehrere Temperaturstellen über den Querschnitt vor oder werden sie über eine numerische Analyse bestimmt, dann können höherwertige Funktionen verwendet werden. Alternativ ist eine Ermittlung des linearen Temperaturgradienten mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate möglich, was der Bestimmung einer linearen Regression entspricht. Liegt die Ausgleichsgerade fest, kann die Temperaturdifferenz ΔT über den Querschnitt mittels Gleichung 2.61 bestimmt werden [BAW 2004].

Ist die Ausdehnung infolge des konstanten Temperaturanteils behindert, wird ein zentrischer Zwang in der Platte hervorgerufen. Aus der Behinderung der Verkrümmung des Bauteils infolge des linearen Temperaturanteils resultiert ein Biegezwang. Der Theorie des Ebenbleibens des Querschnittes zufolge können sich bei Flächentragwerken die Verformungen aus dem nichtlinearen Temperaturanteil nicht einstellen und bilden deshalb Eigenspannungen aus. Eigenspannungen sind dadurch definiert, dass sie nur innere Kräfte darstellen, die mit sich selbst im Gleichgewicht stehen. Zug- und Druckspannungen heben sich bei Integration über den Querschnitt auf. Sie erzeugen keine Schnittgrößen, setzen jedoch die Risschnittgröße herab.

Für große Plattendicken ist die Durchbiegung aus Eigengewicht immer größer als diejenige aus einer linearen Temperaturdifferenz. Bei Bodenplatten kann sich aufgrund der flächigen Lagerung nur ein Bruchteil der Durchbiegung aus Eigengewicht einstellen. Einem Abheben infolge der Temperaturdifferenz wirkt dann das Eigengewicht der Platte entgegen, wodurch ein Biegemoment aktiviert wird [Eisenmann 1979]. Deshalb entsteht aus dem linearen Temperaturanteil immer ein Biegezwanganteil. Zur Verdeutlichung sind in Bild 2.22 für einen schneidengelagerten Plattenstreifen mit einer Plattendicke bis vier Meter die Durchbiegung w in Plattenmitte infolge Eigengewicht

$$w_{EG} = \frac{1}{1 - \nu} \frac{5g L^4}{384 EI} \quad (2.68)$$

und infolge Temperatur

$$w_{\Delta T} = \frac{1}{1 - \nu} \frac{\alpha_T \Delta T L^2}{8 h} \quad (2.69)$$

gegenübergestellt. Für den Vergleich wurde ein konstantes Verhältnis von Plattendicke zu kürzerer Plattenlänge von $h/L = 0,04$ gewählt. Als Temperaturdifferenz wurde zum einen ein durchschnittlicher Wert für eine saisonale Schwankung von $\Delta T = -15\text{ K}$ und zum anderen ein Extremtemperaturereignis von $\Delta T = -25\text{ K}$ angesetzt. Letzteres tritt in der Regel nur bei dünneren Bauteilquerschnitten wie Betonfahrbahnen auf. Die verwendeten Materialparameter sind Bild 2.22 zu entnehmen. Für Bauteildicken $h > 0,5\text{ m}$ zeigt sich ein rasch ansteigender Ast der Durchbiegung aus Eigengewicht. Nur bis zu einer Bauteildicke von etwa 25 cm bei einer Temperaturdifferenz von -15 K bzw. bis zu einer Dicke von etwa 40 cm bei einer Differenz von -25 K würde ein Abheben der Platte infolge der Temperaturdifferenz auftreten. Bei größeren Plattendicken kommt es lediglich zu einer Veränderung der Verformungskurve der eigengewichtsbelasteten Bodenplatte auf dem elastischen Untergrund, aber zu keinem Abheben.

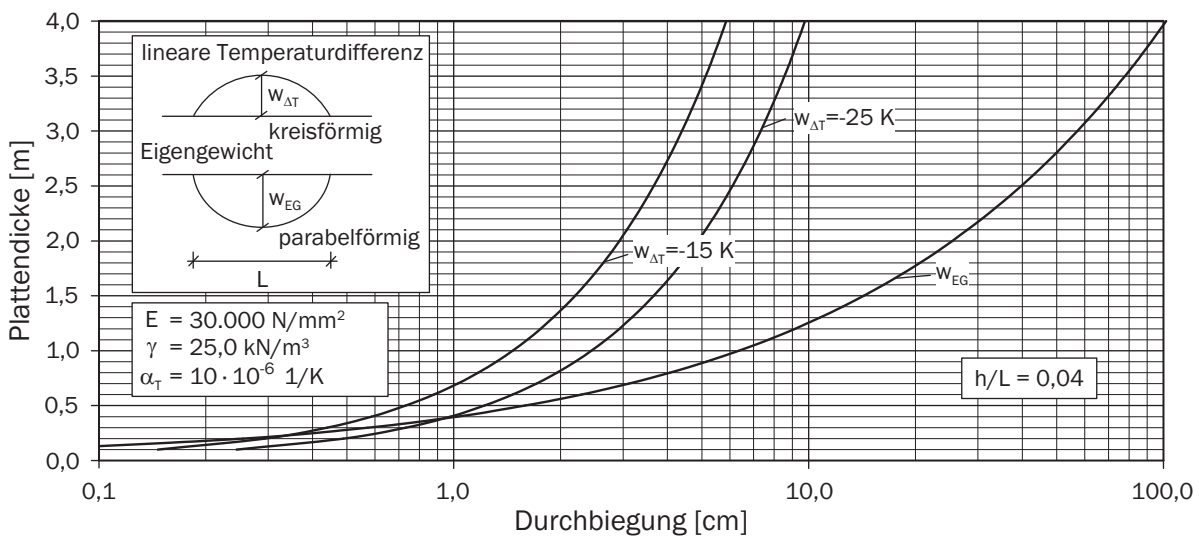


Bild 2.22: Gegenüberstellung von Durchbiegung infolge linearer Temperaturdifferenz und Eigengewicht

Zur groben allgemein gültigen Abschätzung, ob es bei einem vorliegenden Verhältnis h/L und auftretender Temperaturdifferenz zu einem Abheben der Bodenplatte kommen würde, wurde abschließend eine Funktion abgeleitet. Hierfür wurden die jeweiligen Schnittpunkte der Durchbiegungsfunktionen entsprechend Bild 2.22 durch Verwendung der Gleichungen 2.68 und 2.69 bestimmt, welche diejenigen Plattendicken h_{gr} bezeichnen, für die es gerade zu keinem Abheben kommt:

$$h_{gr} = 9,6 \Delta T \left(\frac{h}{L} \right)^2 . \quad (2.70)$$

Der Beiwert 9,6 beinhaltet einen Elastizitätsmodul von 30.000 N/mm^2 und eine Betonwichte von $\gamma = 25,0\text{ kN/m}^3$. Eine graphische Auswertung für die Temperaturdifferenzen von -10 K , -15 K und -25 K ist Bild 2.23 zu entnehmen. Für die genannten Eingangswerte besteht eine lineare Abhängigkeit. Bei Abweichung ist eine Umrechnung entsprechend der angegebenen Formel vorzunehmen. Für alle oberhalb der jeweiligen Kurve liegenden Plattendicken tritt für das zugehörige Verhältnis h/L kein Abheben auf. Es wird

deutlich, dass nur für relativ geringe Plattendicken bei gleichzeitig größerem Verhältnis h/L der Fall des Abhebens auftreten könnte. Selbst bei diesen muss das aktivierte Eigengewicht der Platte zunächst überwunden werden, bevor es zum Abheben kommt, wobei dieser Anteil in Biegezwang umgesetzt wird.

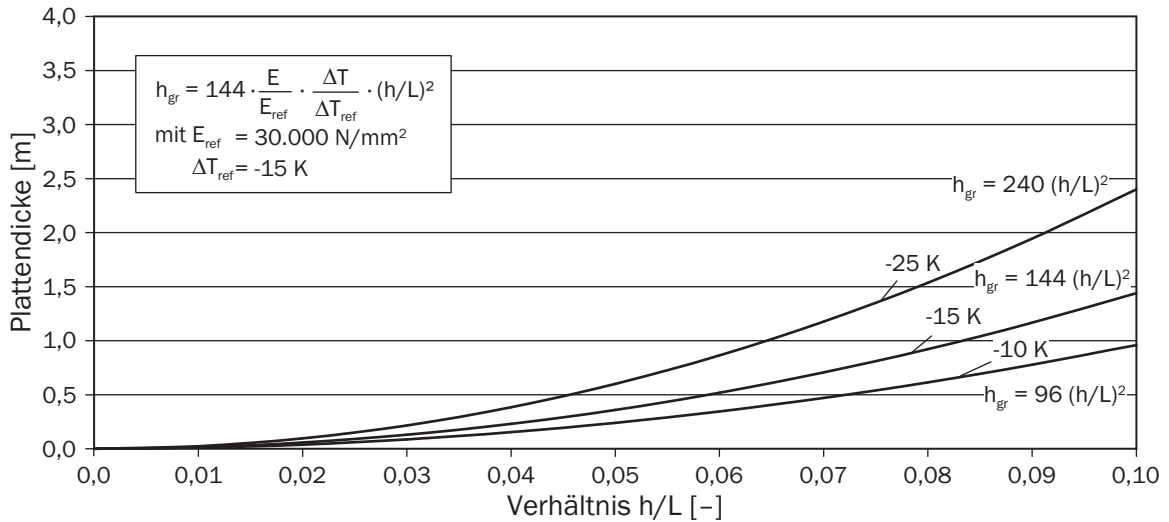


Bild 2.23: Eintritt des Abhebens einer Bodenplatte für unterschiedliche Temperaturdifferenzen in Abhängigkeit des Verhältnisses h/L

Ein Verfahren zur Ermittlung der Größenordnung des aus der behinderten Verformung entstehenden Biegezwangs wurde von Eisenmann (1979) für Fahrbahnplatten entwickelt (Bild 2.24).

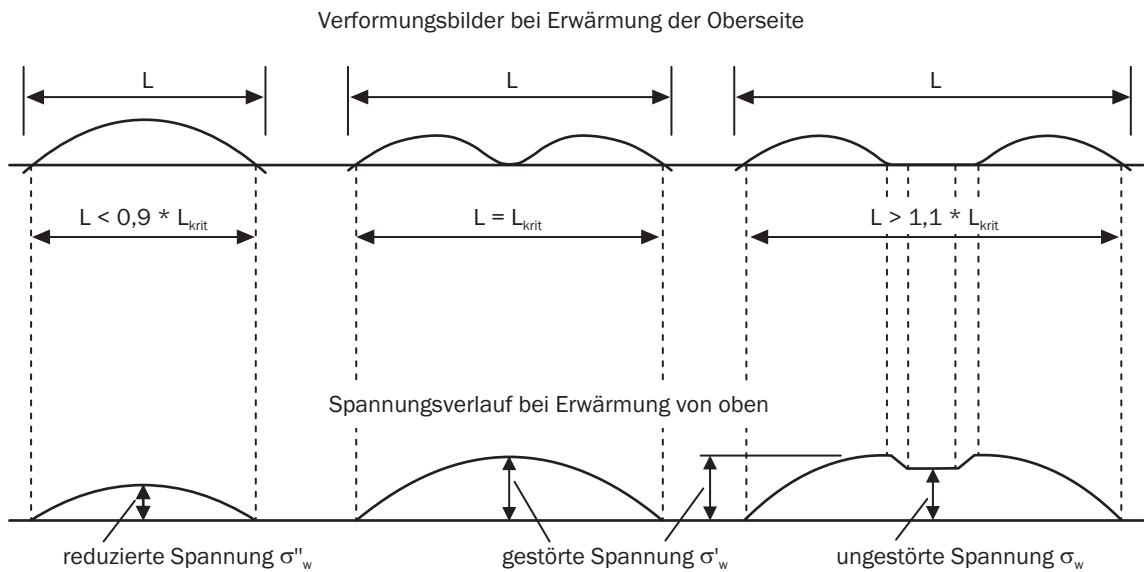


Bild 2.24: Verformung und resultierende Spannung infolge einer negativen Temperaturdifferenz nach Eisenmann (1979)

Der Biegezwang wird hierbei als Wölbspannung σ_W bezeichnet:

$$\sigma_W = \frac{1}{1 - \nu} \frac{\alpha_T \Delta T E h}{2}. \quad (2.71)$$

Als Abgrenzungskriterium führte er die kritische Länge L_{krit} ein. Diese bezeichnet die Plattenlänge, ab welcher die Platte in Feldmitte zum Aufliegen kommt. Bei kleineren Längen kann die Platte auf der gesamten Länge abheben, so dass sich nur eine reduzierte Wölbspannung einstellt. Entsprechend des zuvor Erläuterten kann die kritische Länge durch Gleichsetzen der Durchbiegung in der Plattenmitte infolge Eigengewicht und linearer Temperaturdifferenz (Gleichungen 2.68 und 2.69) bestimmt werden zu:

$$L_{\text{krit}} = 179 h \sqrt{\alpha \Delta t E}. \quad (2.72)$$

Eisenmann (1979) ermittelt diesen Beiwert zu 183, da er eine Betonwichte von $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$ ansetzt. Unter Berücksichtigung des Plattentragverhaltens gibt er für eine schmale Platte einen Beiwert von 200 und für eine quadratische Platte von 228 an. Die ungestörte Wölbspannung σ_W nach Gleichung 2.71 stellt sich für Plattenbereiche ein, in denen die Platte keine Krümmung erfährt. Bei Platten mit der kritischen Länge und bei längeren Platten im Bereich des Krümmungswechsels tritt eine größere als die ungestörte Wölbspannung auf. Dies ist darin begründet, dass der Krümmungsverlauf infolge linearer Temperaturdifferenz (kreisförmig) nicht mit dem Krümmungsverlauf infolge Eigengewichts (parabelförmig) übereinstimmt. Vereinfacht ist von einer um 20 % erhöhten Wölbspannung gegenüber der ungestörten Wölbspannung auszugehen [Eisenmann 1979]. In Richtung des Plattenrandes nehmen die Spannungen zu Null hin ab.

Auf massive Bodenplatten ist das beschriebene Verhalten nicht vollständig übertragbar, da aufgrund des Steifigkeitsunterschieds zwischen einer massigen Bodenplatte und einer Fahrbahnplatte gegenüber dem Untergrund sich ein abweichendes Verformungsverhalten einstellt. Im Innenbereich liegt die Bodenplatte infolge Eigengewichts nicht vollständig eben auf dem Untergrund auf, sondern verkrümmt sich leicht, so dass auch hier erhöhte Wölbspannungen entstehen. Jedoch prägen sich diese weniger deutlich aus. In Bild 2.25 ist exemplarisch für eine massive Bodenplatte mit einer Länge von 140 m, einer Breite von 84 m und einer Dicke von 3,80 m der Spannungsverlauf in Plattenlängsrichtung aufgezeigt, wie er mit Hilfe eines Volumenmodells im Rahmen einer Finite-Elemente-Berechnung für drei unterschiedlich steife Lagerungen ermittelt wurde [Dierke 2010]. Die Erhöhung der Wölbspannung über den 100 %-Wert nach Gleichung 2.71 von $\sigma_W = 2,81 \text{ MN/m}^2$ hinaus entspricht bei sehr steifer Lagerung dem von Eisenmann (1979) beschriebenen Verlauf von Fahrbahnplatten, weicht jedoch für weniger steif gelagerte Bodenplatten ab. Durch die elastische Lagerung kommt es im Randbereich zu einem viel langsameren Spannungsaufbau, über den gesamten Innenbereich jedoch zu leicht erhöhten Zwangsspannungen. Bei Vernachlässigung der Querkontraktion wird die zugehörige Wölbspannung von $\sigma_W = 2,25 \text{ MN/m}^2$ hingegen leicht unterschritten. Massive Bodenplatten verformen sich am freien Rand bei gleichem Temperaturgradienten stärker als dünne Platten, da das Trägheitsmoment der Platte in der dritten Potenz mit der Dicke zunimmt, das Eigengewicht hingegen nur in einfacher Potenz. Somit nehmen die Spannungen eher ab. Gleiches gilt für eine weichere Lagerung.

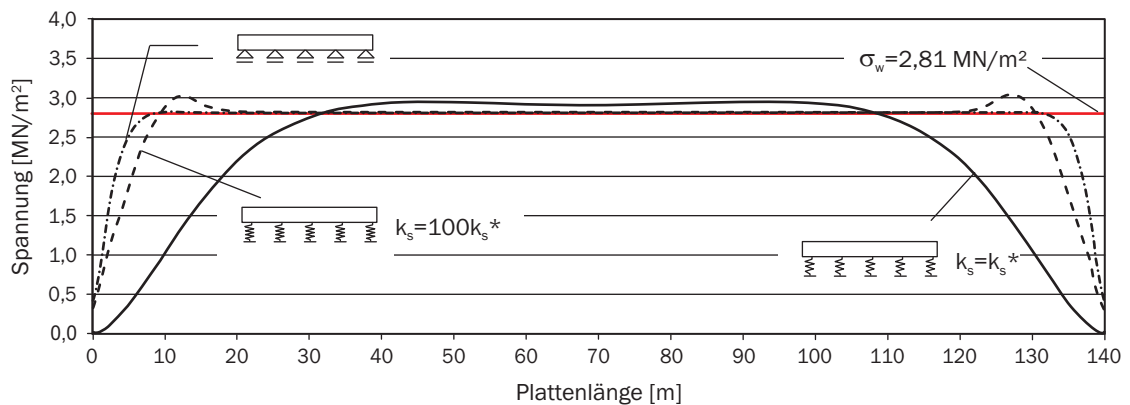


Bild 2.25: Spannungsverlauf aus Temperaturzwang im Längsschnitt einer massigen Bodenplatte unter Variation der Bettung

Für eine positive Temperaturdifferenz legt Eisenmann (1979) das Modell eines Stabes auf starrer Unterlage zugrunde. Der Beiwert für die kritische Länge beträgt hier nur 167. Es können lediglich die Enden abheben, so dass maximal eine ungestörte Spannung (Gleichung 2.71 ohne Ansatz der Querkontraktion) im Bereich der Auflagerfläche auftritt, es aber zu keiner erhöhten Wölbspannung kommt. Der Spannungsanstieg erfolgt inkrementell anwachsend im Vergleich zum inkrementell abnehmenden Verlauf bei einer negativen Differenz (Bild 2.24). Für das elastisch gelagerte Volumenmodell der massigen Bodenplatte ergeben sich im Vergleich zur negativen Temperaturdifferenz keine Unterschiede, da es zu keinem Abheben der Platte kommt.

Die Ausdehnung infolge des konstanten Temperaturanteils kann bei Bodenplatten je nach Rauigkeit des Untergrundes unterschiedlich stark behindert werden. Durch die COULOMB'sche Reibung wird in der Sohlfuge eine Sohlreibung aktiviert, die für eine Verschiebung überwunden werden muss (Bild 2.26). Als Zwangskraft ergibt sich

$$F = \mu \sigma_0 \frac{L}{2}, \quad (2.73)$$

wobei μ der Reibungsbeiwert zwischen Bodenplatte und Baugrund und σ_0 der Sohldruck ist. Nach Lohmeyer & Ebeling (2008) findet die Verschiebung zwischen Sauberkeitsschicht und Sandausgleich statt, da dies zwischen Sauberkeitsschicht und Betonbodenplatte aufgrund der rauen Oberseite kaum möglich ist. Daraus entsteht ein zusätzlicher linearer Spannungsanteil, der jedoch ebenfalls durch das Eigengewicht kompensiert wird. Nach Eierle & Schikora (2000) würde ein Abheben am Plattenrand dazu führen, dass dort die Reibungskräfte und damit die Ursache des Abhebens deaktiviert werden. Daraus folgern sie, dass ein Abheben infolge von Bodenreibung nicht möglich ist, sondern nur infolge eines linearen Temperaturgradienten über die Plattendicke. Der sich ergebende zentrische Spannungsanteil aus Bodenreibung und aktiviertem Eigengewicht ist bei dicken Platten geringer als bei dünneren. Die Reibungsspannung ist aufgrund der höheren resultierenden Normalkraft nach Gleichung 2.73 - aufgrund des größeren Vertikalanteils aus Eigengewicht aufgrund der Plattendicke - zwar größer, jedoch verteilt sich diese auch wieder auf eine größere Plattendicke und ergibt somit kleinere zentrische Spannungen. Für den Behinde-

rungsgrad spielt neben der Rauigkeit des Untergrundes vor allem die Größe der Pressung der Bodenplatte eine Rolle [Lohmeyer & Ebeling 2008]. Kritisch in Bezug auf die Überschreitung von zulässigen Spannungen wird eine flächige Verformungsbehinderung nur bei Plattendicken $h < 0,5$ m [Plannerer 1998]. Dicke Platten erreichen auf der gesamten Länge der Sohlfuge auch ohne den Einsatz von reibungsmindernden Maßnahmen nicht den Maximalwert der Reibung, d.h. eine Entkopplung zwischen Platte und Untergrund findet nicht statt [Agatz 2006]. Aufgrund der großen Plattensteifigkeit gegenüber der geringen Bodensteifigkeit verliert der Reibungsbeiwert mit zunehmender Plattendicke an Bedeutung. Zusätzlich trägt eine geringe Bodensteifigkeit E_s dazu bei, dass eine Verschiebung ohne Aktivierung der Sohlreibung möglich ist.

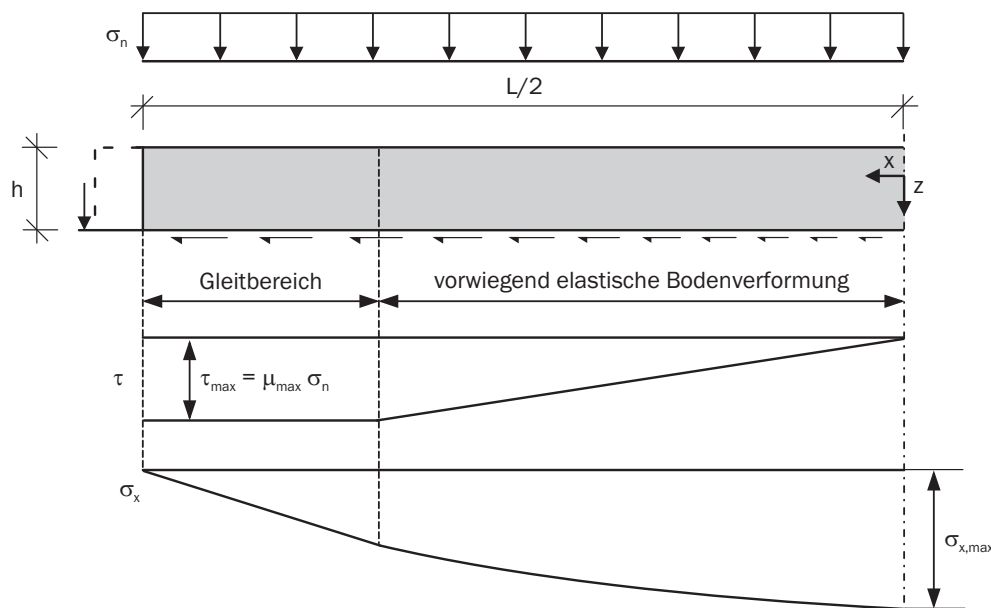


Bild 2.26: Dehnungsbehinderung durch Sohlreibung nach Agatz (2006)

Einwirkungen aus Hydratationswärme: Auch wenn die Untersuchungen auf das Langzeitverhalten von massigen Bodenplatten abzielen, ist die Kenntnis des durch die Hydratationswärmeentwicklung in die Platte induzierten Spannungszustands von Interesse. Hierdurch ist eine Bewertung hinsichtlich der Wirkung dieses Primärspannungszustands bei Überlagerung mit der nachträglich entstehenden Last- und Zwangbeanspruchung möglich. Im Idealfall stellen die berechneten Zwangspannungen und Rissbreiten aus dem Abfließen der Hydratationswärme den Ausgangszustand für eine Berechnung der Lastbeanspruchungen dar. Im Folgenden werden deshalb kurz die wesentlichen Aspekte bezüglich der Hydratationswärme im jungen Betonalter erläutert. Für einen umfassenden Überblick sei auf Eierle & Schikora (2000) und Rostásy & Krauß (2001) verwiesen.

In der Phase des jungen Betons sind die Betoneigenschaften alters- und temperaturabhängig, sie umfasst die ersten acht Wochen (56 Tage) [Rostásy et al. 2007]. Der Ausdehnungskoeffizient α_T und die Querdehnzahl ν werden vereinfachend zum konstanten Endwert angenommen, da sie sich zwar im sehr frühen Alter deutlich unterscheiden, bis zum Zeitpunkt der Festigkeitsentwicklung aber angenähert haben [Tue, Schlicke & Bödefeld 2007].

Infolge der Erwärmung während der Hydratation dehnt sich das Bauteil aus, es kommt aber nur zu vergleichsweise geringen Druckspannungen, da der Elastizitätsmodul noch nicht voll entwickelt und die Relaxation noch hoch ist (Bild 2.27 links). Somit werden nach der Überschreitung des Temperaturmaximums T_{\max} , wenn sich das Bauteil wieder zusammenzieht, diese Druckspannungen auch rasch abgebaut, so dass erneut ein spannungsfreier Zustand eintritt. Die zugehörige Temperatur wird als zweite Nullspannungstemperatur bezeichnet und liegt weit über der Ausgangstemperatur. Bei einer weiteren Abkühlung unter diese Temperatur werden Zugspannungen aufgebaut. Diese sind umso größer, je höher die erreichte Temperatur und je stärker die Abkühlung ist. Erreichen die Zugspannungen die bis dahin entwickelte Zugfestigkeit des Betons f_{ct} , kommt es zur Rissbildung.

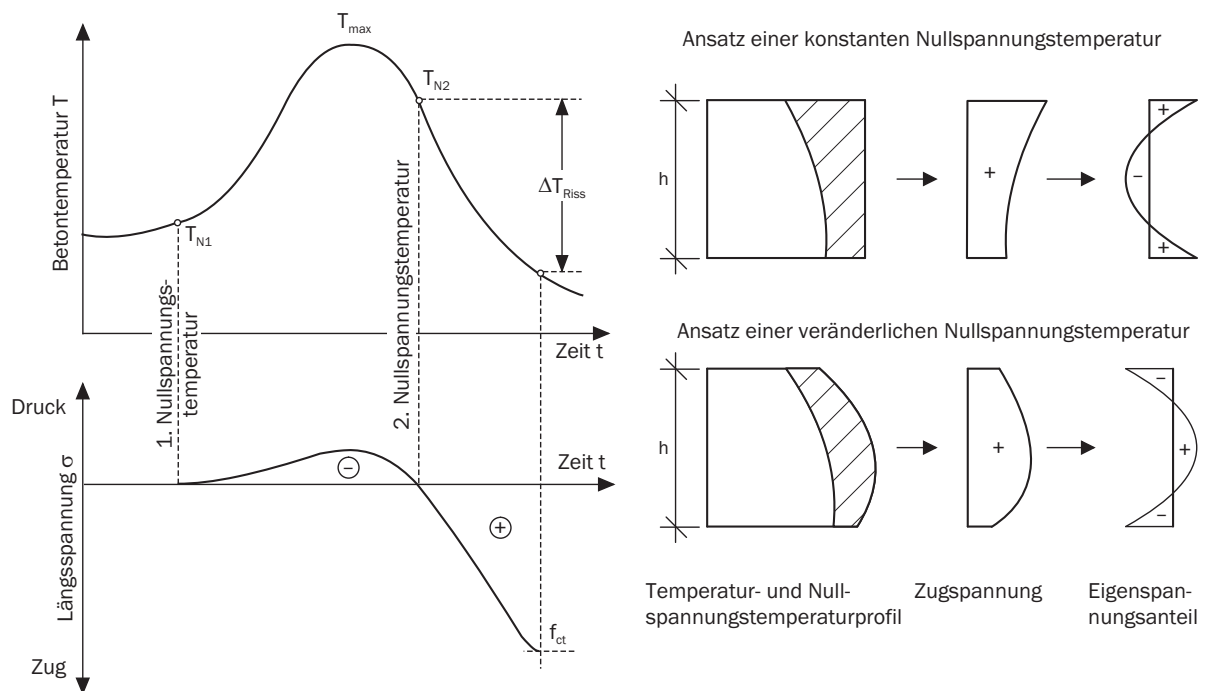


Bild 2.27: Zwangspannungsentwicklung infolge Hydratationswärme (links) und Eigenspannungsanteil in Abhängigkeit der Nullspannungstemperatur (rechts)

Da besonders in dickeren Bauteilen der Hydratationsprozess über den Querschnitt zeitlich versetzt abläuft, kommt es hierbei zu einem Gradienten der Nullspannungstemperatur. Hierdurch verbleiben immer Eigenspannungen im Bauteil. Diese sind im Vergleich zu dünneren Bauteilen aufgrund der größeren Temperaturdifferenzen zwischen Rand und Kern auch größer. Die zentrischen Zwangspannungen hingegen nehmen nicht im gleichen Verhältnis mit der Bauteildicke zu, obwohl die Maximaltemperatur sehr viel höher ist. Der Grund hierfür ist, dass ein sehr viel größerer Teil in Druckspannungen umgesetzt wird und die Abkühlung verzögerter stattfindet, so dass die Zugspannungen nur allmählich entstehen und über einen längeren Zeitraum relaxieren können. So ist der zentrische Zwang für dickere Bodenplatten ($h > 1,50 \text{ m}$) vernachlässigbar gegenüber dem Biegezwang und den Eigenspannungen [Tue, Schlicke & Bödefeld 2007].

Die in der Phase der Temperaturzunahme auftretenden Eigenspannungen bestehen aus Druckspannungen im Bauteilinneren und Zugspannungen im Randbereich. Bis zum Zeitpunkt des Temperaturlausgleichs dreht sich dieses Profil jedoch um [Tue, Bödefeld & Dietz 2007]. Hierdurch wird eine Druckspannung in die Randbereiche eingepreßt. Diese Spannungen werden jedoch erst ersichtlich, wenn nicht von der vereinfachenden Annahme einer konstanten Nullspannungstemperatur über den Querschnitt ausgegangen wird, sondern die über den Querschnitt veränderlichen Nullspannungstemperaturen berücksichtigt werden (Bild 2.27 rechts nach Springenschmid (1984)).

Einwirkungen aus saisonalen Temperaturschwankungen: Massige Bodenplatten sind in der Bauphase, die sich über Monate oder sogar Jahre erstrecken kann, auch jahreszeitlichen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Diese Schwankungen sind von einer solchen Größenordnung, wie in Kapitel 5 gezeigt werden wird, dass sie den Beanspruchungszustand der Platte beträchtlich beeinflussen.

In der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ [DAfStB (2005)], gültig für Plattendicken $h > 0,80$ m, wird auf jahreszeitlich bedingte Temperaturschwankungen nicht eingegangen. In der DAfStb-Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ [DAfStB (2004)] sind zwar Vorgaben enthalten, jedoch gelten diese nur für Plattendicken $h \leq 0,80$ m. Sofern keine genaueren Angaben vorliegen, können hier die in Bild 2.28 wiedergegebenen Verläufe angesetzt werden. Infolge Kriechens und Relaxation dürfen die Temperaturen um 15 % beim Tagesgang und um 30 % beim Jahresgang abgemindert werden.

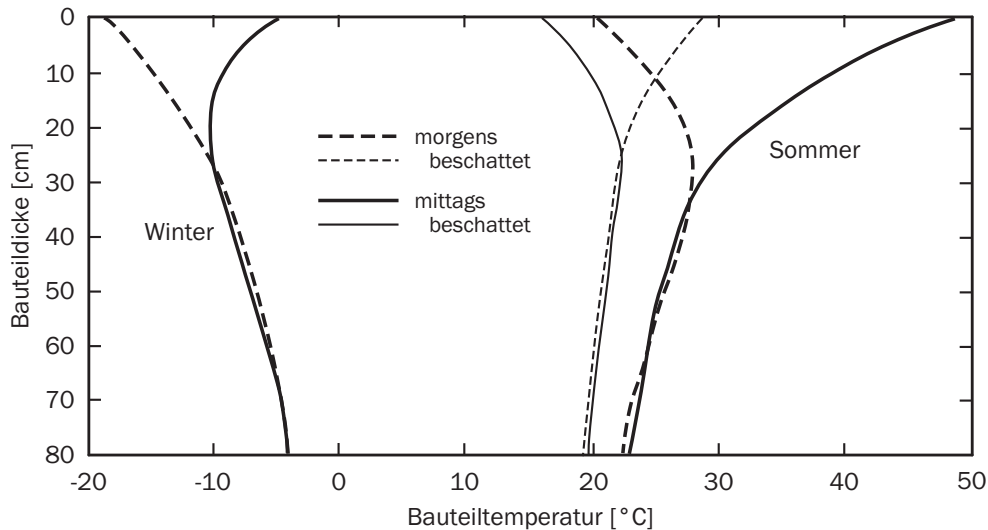


Bild 2.28: Temperaturverläufe in Bodenplatten bis 80 cm Dicke nach DAfStB (2004)

Mit zunehmender Plattendicke wirken sich Tagesganglinien weniger auf den konstanten sondern verstärkt auf den linearen Spannungsanteil aus, da die Temperaturänderung nur die oberen Schichten der Bodenplatte erfasst. Rasche Temperaturänderungen bewirken in Betonbauteilen lineare und nichtlineare Temperaturverläufe, langsame Temperaturänderungen (Sommer-Winter) führen zu einem konstanten Temperaturverlauf über die Bauteildicke [Plannerer 1998]. Tageszeitliche Schwankungen in der Lufttemperatur wir-

ken sich je nach Wärmeübergangskoeffizient nur auf einen 20-50 cm dicken Randbereich nennenswert aus. Da sich die Erwärmung infolge Strahlung lediglich auf den oberflächen-nahen Bereich auswirkt, ist sie bei massigen Bauteilen im Vergleich zur Lufttemperatur von untergeordneter Bedeutung. Wie aus Bild 2.28 abzuleiten ist, nimmt für Plattendicken bis 0,80 m der Eigenspannungsanteil mit der Bauteildicke zu, wie auch in Niemann (2004) angegeben.

Rissverhalten: Die drei aus den Temperaturanteilen entstehenden Spannungsanteile können bei entsprechender Größenordnung zu folgenden Rissbildern führen:

- Oberflächenrisse infolge von Eigenspannungen aufgrund des nichtlinearen Temperaturprofils in der Phase der Temperaturzunahme,
- Risse in Bauteilmitte infolge von Eigenspannungen aufgrund des nichtlinearen Temperaturprofils in der Phase des Temperaturlausgleichs,
- Trennrisse über die gesamte Querschnittshöhe infolge zentrischer Zugbeanspruchung,
- Biegerisse durch Biegezwang.

Risse treten in Betonbauteilen meistens schon während der ersten Tage der Erhärtung auf. Neben möglichen Oberflächenrissen treten bei massigen Querschnitten vor allem erste Risse in Plattenmitte auf, da die Zwangsspannungen dort am schnellsten anwachsen. Zur Rissvermeidung ist nach Eierle & Schikora (2000) eine günstige Beeinflussung des Temperaturgradienten entscheidend, was im Wesentlichen durch die Betonrezeptur mit geringer Wärmeentwicklung und durch geeignete Nachbehandlungsmaßnahmen erreicht werden kann. Das Aufbringen einer Wärmedämmung verursacht nur relativ geringe Änderungen im Spannungsverlauf. Oberflächenrisse reichen in der Regel nur einige Millimeter in den Beton und spielen damit für das Gebrauchsverhalten und die Dauerhaftigkeit des Bauteils nur eine untergeordnete Rolle [Plannerer 1998]. Allerdings können sowohl der lineare als auch der nichtlineare Anteil ein lokales Überschreiten der Zugfestigkeit hervorrufen und zu einem reissverschlussartigen Öffnen eines Risses beitragen. Bei großen Plattendicken ist eine Trennrissbildung nicht zu erwarten, da der Biegezwang gegenüber dem zentrischen Zwang überwiegt [Agatz 2006].

Eine Rissbildung bewirkt in Abhängigkeit des Bewehrungsgehalts einen örtlichen Abfall der Dehn- bzw. Biegesteifigkeit und führt dadurch zu einem Abbau der Zwangbeanspruchung. Weitere Formänderungen des Betons rufen dann keine Zwangsspannungen mehr hervor, sondern verändern lediglich die Größe der Rissöffnung. Aufgrund der Rissbreitenbeschränkung ist die Bewehrung so dimensioniert, dass bei Erreichen der Zugfestigkeit die freiwerdende Risschnittgröße von der Bewehrung aufgenommen wird, ohne dass der Stahl dabei zu fließen beginnt. Dadurch wird vermieden, dass sich ein einzelner breiter Riss bildet. Eine Mindestbewehrung führt dazu, dass die Zwangbeanspruchung bei der Erstrissbildung nur relativ wenig abnimmt und bei zunehmender Zwangbeanspruchung bis zum abgeschlossenen Rissbild (Zustand II) ansteigt. Ziel der Rissbreitenbeschränkung ist es, die spannungserzeugende Zwangdehnung auf viele Risse zu verteilen, wobei die einzelnen Rissbreiten möglichst klein gehalten werden.

Beanspruchungen aus Schwinden und Kriechen

Unter Schwinden wird eine Volumenabnahme des Betons im Laufe der Zeit bedingt durch den Austrocknungsprozess verstanden, unter Quellen eine Volumenzunahme unter Feuchtigkeitseintrag. Kriechen bezeichnet eine zeitabhängige Verformungszunahme unter einer gleichbleibenden Spannung, Relaxation eine Spannungsabnahme bei gleichbleibender Verformung. Eine exakte Trennung von Schwinden und Kriechen ist nicht möglich, wird jedoch als rechentechnische Vereinfachung angenommen [Wittmann 1982].

Bodenplatten trocknen im Wesentlichen einseitig über die Betonoberfläche aus. Dadurch sind Schwinddehnungen nicht gleichmäßig über die Dicke verteilt, was ein Aufschüsseln der Ränder zur Folge hat - vergleichbar mit einem Abkühlen der Betonoberfläche. Für Freiflächen wurden Übereinstimmungen von jahreszeitlichen Erwärmungs- und Schwindphasen festgestellt [Schütte 1997]. Darüber hinaus war ein deutlicherer Zusammenhang zwischen dem Schwinden und Quellen mit der Differenz aus Niederschlag und Verdunstung zu erkennen als mit der relativen Luftfeuchte. Es wurden maximale Schwinddehnungen von $\varepsilon_{cs} = -0,1\%$ gemessen [Schütte 1997]. Für Bodenplatten in abgeschlossenen Räumen ist mit einem Schwindmaß nach drei Jahren von 0,15% und nach 27 Jahre von 0,40% zu rechnen. Ein Teil der Schwinddehnung kann durch Kriechen und Relaxation abgebaut werden. Dieser Anteil kann bis zu 30 % betragen [Lohmeyer & Ebeling 2008]. Sommer (1993) gibt für erhärteten Beton relaxierte Spannungen infolge Schwindens wegen der nur langsamen Spannungszunahme von bis zu 65 % und um bis zu 50 % durch Relaxation abgebaute Spannungen infolge Temperaturänderungen an.

Nach Rostásy & Henning (1990) erreicht die Trocknungsfront erst nach einem Jahr eine Tiefe von 20 cm und nach 10 Jahren von 60 cm unter Betonoberfläche bei einer anhaltenden Luftfeuchtigkeit von 50 % und ruft somit nur für dünnere Bauteile wesentliche Schwinddehnungen hervor. Im Vergleich zu den Zwangbeanspruchungen aus Temperatur sind bei massigen Bauteilen diejenigen aus Schwinden vernachlässigbar.

Infolge des Betonkriechens kommt es bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen im Laufe der Zeit zu einer Abnahme der Steifigkeit der Druckzone. Es ergeben sich veränderte Spannungs- und Dehnungsverteilungen über den Querschnitt, wobei der innere Hebelarm kleiner wird, während die Verkrümmung des Querschnitts zunimmt.

2.3 Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion

2.3.1 Klassische Berechnungsverfahren

Die klassischen Setzungsberechnungen gehen auf die Ansätze nach BOUSSINESQ zurück, wobei der Baugrund vereinfachend als homogener, gewichtsloser, elastisch-isotroper Halbraum mit konstantem Elastizitätsmodul abgebildet wird. Die Berechnungen werden als Handrechnungen durchgeführt und beschränken sich auf kleinmaßstäbliche Problemstellungen mit lotrechter mittlerer Belastung. Das Bettungsmodul- und das Steifemodulverfahren werden aufgrund der vielfach auftretenden unregelmäßigen Fundamentabmessungen und Stützenraster in der Regel nur noch numerisch angewendet.

Setzungsberechnung nach DIN 4019-1 (1979): Bei der Setzungsberechnung nach DIN 4019-1 (1979) wird zwischen der direkten und indirekten Setzungsermittlung unterschieden. Bei der direkten Setzungsermittlung wird die Setzung s ohne eine vorherige Ermittlung der Spannungen mit Hilfe geschlossener Formeln bestimmt über die Beziehung:

$$s = \frac{\sigma_0 B}{E_m} f \quad (2.74)$$

mit

σ_0 mittlerer Sohldruck,
 B Bezugslänge der Fundamentfläche,
 E_m mittlerer Zusammendrückungsmodul ($E_m = E_s/\kappa$ mit $\kappa = 2/3$ für Sand),
 f Setzungsbeiwert.

Der Setzungsbeiwert f wird durch die Integration von Einheitsspannungsflächen bestimmt und kann in Abhängigkeit des Verhältnisses der Fundamentabmessungen L/B , der Einflusstiefe z/B , der Querdehnungszahl ν , dem Konzentrationsfaktor ν_K nach FRÖHLICH zur Berücksichtigung der Ausprägung der Druckzwiebel in Abhängigkeit der Schlankheit des Fundaments und einer Zunahme des Steifemoduls mit der Tiefe formuliert sein. Auswertungen liegen in unterschiedlichem Detaillierungsgrad in Form von Tabellen und Tafeln von verschiedenen Autoren vor. So kann beispielsweise der Setzungsbeiwert f für den kennzeichnenden Punkt in Abhängigkeit der Fundamentabmessungen und der Einflusstiefe für einen ungeschichteten Baugrund mit konstantem Steifemodul Kany (1974) entnommen werden.

Die indirekte Setzungsermittlung erfolgt mit Hilfe der lotrechten Spannungen im Boden. Hierfür wird der Boden in mehrere Lamellen $i \dots n$ der Schichtdicke d eingeteilt. Diese sind so zu wählen, dass der Spannungsverlauf annähernd stetig ist. Für jede Lamelle kann so eine Anpassung an die aus einem Ödometerversuch des entsprechenden Bodens erhaltene Spannungs-Dehnungs-Kurve erzielt werden. Aus der Summation der Einzelsetzungen ergibt sich die berechnete Gesamtsetzung *cal s*:

$$\text{cal } s = \sum_{i=1}^n s_i = \frac{\sigma_i}{E_{s_i}} d_i. \quad (2.75)$$

Da ein einachsiger Verformungszustand wie im Ödometerversuch nur in Ausnahmefällen auftritt, werden die berechneten Setzungen noch mit dem mittleren Korrekturbeiwert κ wie auch bei der direkten Setzungsermittlung abgemindert:

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = \frac{\sigma_i}{E_{m_i}} d_i \kappa. \quad (2.76)$$

Grenztiefe: Bei den zuvor erläuterten Varianten der Setzungsberechnung wird zu Rechenbeginn die Information über die zu berücksichtigende Mächtigkeit der setzungerzeugenden Bodenschicht benötigt. Hierfür wird der Begriff der Grenztiefe verwendet. Für die Definition der Grenztiefe stehen drei Möglichkeiten zur Verfügung:

- Relativ zum vorhandenen Primärspannungszustand aus dem Überlagerungsdruck aus Bodeneigengewicht $\sigma_{\ddot{u}}$ muss eine Mindestzusatzspannung $\Delta\sigma$ vorliegen, um Verformungsanteile hervorzurufen. Zusätzliche Spannungen brauchen somit nicht mehr berücksichtigt zu werden, wenn sie ein bestimmtes Maß unterschreiten. Laut DIN 4019-1 (1979) ist dieses, wie in Bild 2.29 dargestellt, bei 20 % definiert („20 %-Kriterium“):

$$\Delta\sigma < 0,2 \sigma_{\ddot{u}}. \quad (2.77)$$

- Die Grenztiefe wird als Vielfaches der Fundamentbreite definiert. Nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ ist dieses aus Versuchsrechnungen für Flachgründungen zum zwei- bis dreifachen der Fundamentbreite festgelegt [Meißner 2002].
- Eine feste Schicht steht oberflächennah an.

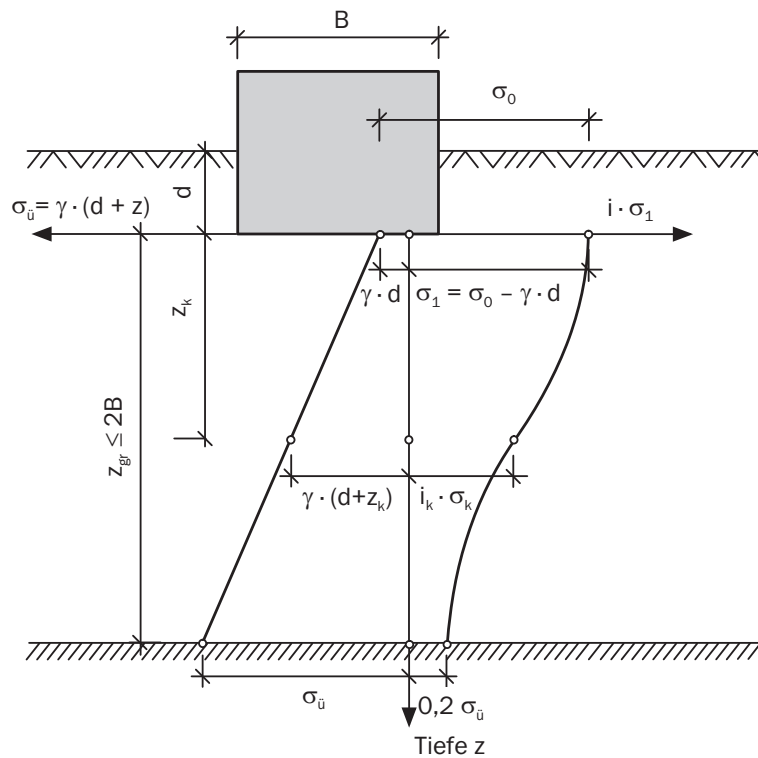


Bild 2.29: Definition der Grenztiefe nach DIN 4019-1 (1979)

Die Spannungsverteilung über die Tiefe kann mit Hilfe analytischer Formeln bestimmt werden. Beispielsweise ist für eine schlanke Rechtecklast die Spannung im Eckpunkt durch den Ansatz von Steinbrenner (1934) gegeben:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_0}{2\pi} \left\{ \arctan \left[\frac{B}{z} \frac{L(L^2 + B^2) - 2Lz(R - z)}{(L^2 + B^2)(R - z) - z(R - z)^2} \right] + \frac{Bz}{B^2 \cdot z^2} \frac{L(R^2 + z^2)}{(L^2 + z^2)R} \right\} \quad (2.78)$$

mit

$$R = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}. \quad (2.79)$$

Der Ansatz beruht auf der Theorie von BOUSSINESQ, ist jedoch unabhängig von der Querkontraktion ν . Die resultierenden Spannungsverläufe über die Tiefe sind in Bild 2.30 exemplarisch für eine Zusatzspannung von $\sigma_{\text{ü}} = 300 \text{ kN/m}^2$ in Abhängigkeit der Fundamentbreite bei einem Verhältnis der Fundamentabmessungen von $L/B = 1,5$ angegeben. Es wird ersichtlich, dass bei gleicher Zusatzspannung die Spannung über die Tiefe stark unterschiedlich abklingt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die Spannungen unter einer breiten Lastfläche erst langsam ausdehnen können. Somit werden für großflächige Gründungen bei gleicher Sohlspannung größere Einflusstiefen und somit größere Setzungsbeträge ermittelt.

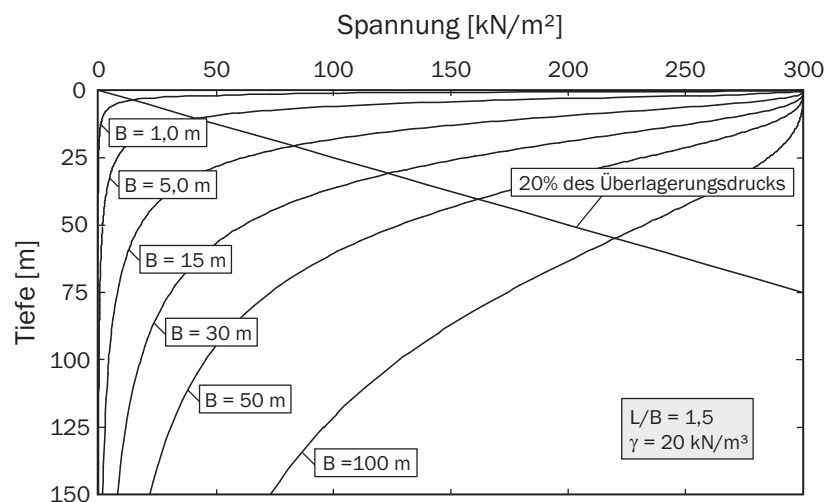


Bild 2.30: Spannungsverteilung über die Tiefe in Abhängigkeit der Fundamentbreite

Aus den Schnittpunkten der Kurven mit dem 0,2-fachen Wert des Überlagerungsdrucks können die zugehörigen Grenztiefen abgelesen werden. Diese sind für Fundamentbreiten bis zu 100 m ausgewertet worden und für unterschiedliche Zusatzspannungen Bild 2.31 zu entnehmen.

Bettungsmodulverfahren: Beim Bettungsmodulverfahren werden die als setzungserzeugend identifizierten Bodenschichten durch voneinander unabhängige elastische Vertikalfedern konstanter Steifigkeit idealisiert. Das zugrunde gelegte Bodenmodell geht von einer linearen Proportionalität zwischen dem Sohldruck σ_0 und der Setzung s aus. Die sich ergebende Konstante k_s wird als Bettungsmodul bezeichnet:

$$k_s = \frac{\sigma_0}{s}. \quad (2.80)$$

Dies bedeutet, dass der Bettungsmodul keine Bodenkonstante ist, sondern dass in Abhängigkeit der Größen

- Belastung,
- Abmessungen,
- Form und
- Steifigkeit

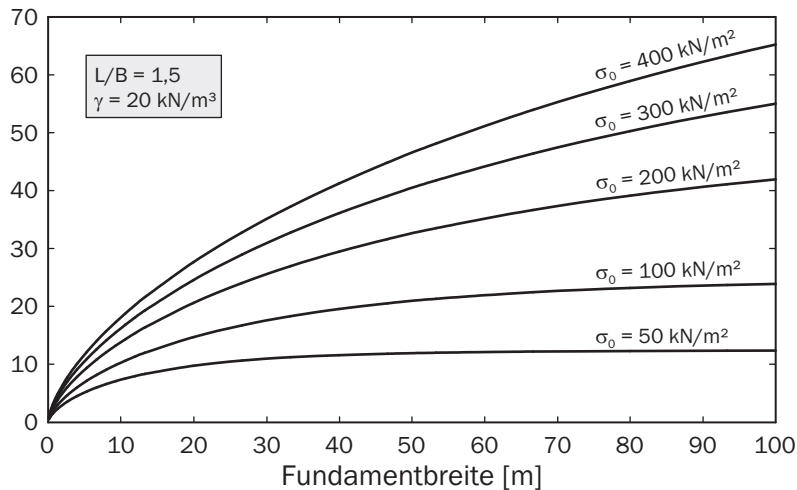


Bild 2.31: Entwicklung der Grenztiefe in Abhängigkeit der Größe und Sohlspannung des Fundaments

des Fundaments für einen identischen Bodenaufbau unterschiedliche Werte k_s ermittelt werden. Vor der Strukturberechnung müssten somit schon die erst als Ergebnisse zur Verfügung stehenden Verläufe der Spannung σ_0 und der Setzung s bekannt sein, um die Federsteifigkeit bestimmen zu können.

Da die Federn untereinander nur über die steife Platte gekoppelt sind, entsteht bei Belastung ausschließlich ein Setzungsgraben und keine der Wirklichkeit entsprechende Setzungsmulde, d.h. der unmittelbar neben dem Fundament anstehende Boden verbleibt unzutreffenderweise in seiner unverformten Lage (Bild 2.32).



Bild 2.32: Deformation des Baugrunds als Setzungsgraben (links) oder Setzungsmulde (rechts)

Hierdurch entsteht im Besonderen im Randbereich eine unrealistische Abbildung des Setzungsverhaltens. Zur Vermeidung werden deshalb in der Regel im Zuge des iterativen Berechnungsweges (siehe Kapitel 1.1) erhöhte Bettungsmoduli in den Randbereichen angesetzt.

Steifemodulverfahren: Das Steifemodulverfahren bildet den Boden als elastisch-isotropen Halbraum ab. Dieser wird durch die elastischen Steifigkeitsparameter Elastizitätsmodul E und Querkontraktion ν beschrieben. Im Gegensatz zum Bettungsmodulverfahren kann eine Setzungsmulde abgebildet werden. Ebenso ist die Verwendung eines geschichteten Baugrunds sowie eines mit der Tiefe zunehmenden Steifemoduls möglich. Bedingt durch die verwendete Elastizitätstheorie entstehen jedoch am Fundamentrand zu hohe Spannungen, die nicht durch Plastifizierung abgebaut werden, und Zugspannungen außerhalb des Fundaments.

2.3.2 Stand der Technik aus baupraktischer Sicht

Die in der Vergangenheit entwickelten Berechnungsmethoden für die getrennte Ermittlung der Beanspruchungen im Bodenhalbraum und in den aufgehenden Konstruktionen haben in ihrer Komplexität und ihrer Qualität eine rasante Entwicklung genommen. Dagegen steht in einem deutlichen Gegensatz die Entwicklung der Schnittstelle zwischen den beiden sich durch ihre Materialeigenschaften stark unterscheidenden Untersuchungsgebieten Boden und Bauwerk.

Die unbestritten vorhandene Interaktion zwischen Boden und Bauwerk wird in derzeit üblichen baupraktischen Planungen durch eine Vielzahl von Annahmen zur Modellierung dieser Schnittstelle möglichst realitätsnah berücksichtigt. Als gängigste Methode ist hierbei sicherlich die getrennte Untersuchung des Bodenhalbraums und des Bauwerks mit numerischen Methoden und deren Kopplung über die Ermittlung der Bettungsmodulverteilung zu benennen. Der derzeit anerkannte Stand der Technik aus baupraktischer Sicht ist im DIN-Fachbericht 130 (2003) festgehalten. Danach erfolgt die Berechnung des Baugrunds entweder mittels geschlossenen Lösungen oder durch eine Modellierung eines begrenzten Untergrundausschnittes mittels der Finite-Elemente-Methode. Die Wechselwirkung zum Bauwerk erfolgt dann in der Regel in mehreren Programmschritten [DIN-Fachbericht 130 2003], [SOFiSTiK AG 2009], wie

- Aufstellung und Inversion der Flexibilitätsmatrix für den elastischen Halbraum,
- Berechnung der Bauwerksstruktur in Verbindung mit der externen Bodensteifigkeit,
- Ermittlung der Setzungen und der Bodenspannungen.

Allerdings ist mit dieser Vorgehensweise die Berücksichtigung von Lastumlagerungen nicht möglich. Somit wird durch die üblichen Verfahren und Programmsysteme ausschließlich eine ganzheitliche Betrachtung suggeriert. Aufwendige großmaßstäbliche Bauwerksmodelle mit Abbildung eines Bodenausschnitts sind hingegen bisher in der Praxis nur für einige wenige Sonderprojekte realisiert worden (z.B. [Boley et al. 2005]).

Die Arbeiten der Ad-hoc-Gruppe „Baugrund-Tragwerk-Interaktion“ zu Flachgründungen sind nur in einem Entwurfsstadium aus dem Jahre 1992 verfügbar [VGB 1992]. Die VGB (1993b) befasst sich zwar mit einer vereinfachten Verformungsberechnung, schließt allerdings Betrachtungen zur Interaktion aus. Die Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ blieben bislang auf den Bereich der Geotechnik (Tunnel, Baugruben) beschränkt [Meißner 1991], [Meißner 1996], [Meißner 2002]. Interaktionen mit einem aufgehenden Hochbau werden nicht beschrieben.

Das Ziel der Forschergruppe „FOR 250 Baugrund-Tragwerk-Interaktion“ war die Klärung der Frage, mit welchem Detaillierungsgrad die Modellbildung Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei flach und tief gegründeten Tragwerken zu erfolgen hat, um den Anforderungen bezüglich Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Konstruktion gerecht zu werden [Reul 1997]. Doch auch hier lag der Schwerpunkt auf der numerischen Modellierung des Bodens und weniger auf den Auswirkungen auf die aufgehende Tragstruktur [Blome 2003]. Auch sind dabei weniger großflächig gegründete Bauwerke im Blickpunkt, als vielmehr Interaktionen zu Erdbauwerken, Pfählen etc. [Haraldsson 2004]. Bei den Untersuchungen

zur Baugrund-Baugleis-Interaktion steht die Bodenantwort auf die dynamische Beanspruchung durch das Gleis im Vordergrund. Auswirkungen einer unterschiedlichen Bodenmodellierung auf das aufgehende Tragwerk sind bislang nur für kleinmaßstäbliche Modelle mit Beispielcharakter untersucht worden [Fiedler 2002]. Die Problematik des Berechnungsausschnittes entfällt hierbei.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion aufgrund ihrer Komplexität und der enormen numerischen Anforderungen bei einer gleichzeitigen Betrachtung beider Bereiche derzeit in erster Linie durch einen iterativen Berechnungsvorgang zwischen getrennter Tragwerksplanung und Halbraumberechnung durchgeführt wird. Abgestimmte und durch Forschungsarbeiten verifizierte Konzepte zur Modellbildung eines ganzheitlichen Modells von Boden und Bauwerk sind derzeit nicht als Stand der Technik zu bezeichnen und geben Raum für eine intensive Forschung auf diesem Gebiet.

Kapitel 3

Ganzheitliche numerische Modellierung

Die numerische Umsetzung des ganzheitlichen Modells erfolgt mit Hilfe des Programmsystems FEMAS 2000 [Beem et al. 1996]. Dieses ist im Besonderen für großflächige Strukturen ausgelegt und wurde in den vergangenen Jahren vor allem hinsichtlich der nichtlinearen Strukturanalyse mit Schalenelementen erweitert [Noh 2002], [Andres 2004], [Wörmann 2004]. Darüber hinaus wurde von Mahran (2004) die Möglichkeit einer elastischen Halbraummodellierung unter Berücksichtigung des unendlichen Fernbereichs mit infiniten Elementen geschaffen. Hierauf baut die vorliegende Arbeit auf und erweitert die Bodenmodellierung um elasto-plastische Stoffgesetze. Im Folgenden werden die verwendeten numerischen Ansätze für die einzelnen Komponenten des ganzheitlichen Modells angegeben, wobei der Schwerpunkt auf der Darstellung der numerischen Umsetzung der nichtlinearen konstitutiven Beziehung für das Volumenelement liegt. Darüber hinaus werden die implementierten Stoffgesetze verifiziert.

3.1 Finite-Elemente-Methode

Die meisten Berechnungen werden heutzutage numerisch durchgeführt. Hierbei hat sich die Finite-Elemente-Methode als ein sehr effizientes Verfahren herausgebildet, da sie beliebig komplexe Geometrien abbilden und die dabei auftretenden systembeherrschenden Gleichungen leicht automatisiert bestimmen kann.

Die Differentialgleichungen der Strukturmechanik können analytisch zumeist nicht gelöst werden. Deshalb werden Variationsprinzipie eingesetzt, die eine approximative Lösung erlauben. Die hierbei vorkommenden nichtlinearen Beziehungen können nur durch inkrementell-iterative Verfahren berechnet werden. Diese erfordern jedoch als Kernstück der FE-Formulierung die Linearisierung des Variationsprinzips, was im Programmsystem FEMAS 2000 durch die Linearisierung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen mit Hilfe einer Taylorreihenentwicklung realisiert wird.

Im Rahmen der verwendeten isoparametrischen Finite-Elemente-Formulierung - hierbei wird ein gleichwertiger Ansatz für die Abbildung der Geometrie und der Verschiebung gewählt - muss für die statische Analyse der nichtlinearen Beziehungen das tangential Elementgleichgewicht

$$\mathbf{K}_T \mathbf{v}^+ = \bar{\mathbf{P}} + \Delta \mathbf{P} - \mathbf{F}_i \quad (3.1)$$

auf der globalen Ebene gelöst werden. Der Lastvektor \mathbf{P} und der Verschiebungsvektor \mathbf{v}^+ werden durch die tangential Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}_T verknüpft. Für inelastisches Materialverhalten wird diese durch die nichtlineare Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}_{nl}

$$\mathbf{K}_{nl} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T \mathbf{E}_T \mathbf{B} \sqrt{ad} d\xi_1 d\xi_2 d\xi_3 \quad (3.2)$$

gebildet. Hierbei bezeichnet \mathbf{B} die Verschiebungs-Verzerrungsmatrix. Die tangential Werkstoffmatrix \mathbf{E}_T wird durch die elasto-plastische Tangentenmatrix \mathbf{C}^{ep} beschrieben. Der Lastvektor setzt sich aus dem Grundzustandslastvektor $\bar{\mathbf{P}}$, dem Lastinkrement $\Delta \mathbf{P}$ und dem Vektor der inneren Kräfte \mathbf{F}_i zusammen:

$$\mathbf{P} = \bar{\mathbf{P}} + \Delta \mathbf{P} - \mathbf{F}_i. \quad (3.3)$$

Die linearisierten schwachen Formen der Bilanzgleichungen sind sowohl ort- als auch zeitkontinuierlich. Zur Integration des diskreten Gleichungssystems stehen explizite und implizite Verfahren zur Verfügung. Im Gegensatz zu expliziten Verfahren, bei denen die Werte nur vom alten Zeitschritt t_n abhängen, werden bei impliziten Verfahren zusätzlich die Werte des aktuellen Zeitschritts t_{n+1} mit in die Berechnung einbezogen. Hierbei gilt das implizit-iterative Newton-Raphson Verfahren als das Standardverfahren. Die grundlegende Idee dieses Verfahrens ist, die Funktion in einem Ausgangspunkt zu linearisieren, d.h. ihre Tangente zu bestimmen, und die Nullstelle der Tangente als verbesserte Näherung der Nullstelle der Funktion zu verwenden:

$$f(x_0 + \Delta x_0) \approx f(x_0) + \left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_{x_0} \Delta x. \quad (3.4)$$

Die erhaltene Näherung dient als Ausgangspunkt für einen weiteren Verbesserungsschritt. Diese Iteration erfolgt, bis die Änderung in der Näherungslösung eine festgesetzte Schranke unterschritten hat. Das Iterationsverfahren konvergiert bei konsistenter Linearisierung mit quadratischer Konvergenzrate, die Zahl der korrekten Dezimalstellen verdoppelt sich in jedem Schritt. Dafür muss bei jeder Iteration die Steifigkeitsmatrix neu aufgebaut werden. Eine Alternative bietet das modifizierte Newton-Raphson Verfahren, bei welchem in jedem Iterationsschritt mit der Anfangssteifigkeitsmatrix des Lastschritts iteriert wird. Hierbei muss die Steifigkeitsmatrix nur einmal zu Beginn des Lastschritts bestimmt werden, jedoch konvergiert das Verfahren nur linear.

Bei Verwendung des Newton-Raphson Verfahrens muss im Iterationsschritt das lineare Gleichungssystem

$$\mathbf{K}_T(\mathbf{v}_i) \delta \mathbf{v}_{i+1} = -\mathbf{G}(\mathbf{v}_i) \quad (3.5)$$

gelöst werden. Zur numerischen Behandlung des Problems existieren direkte und iterative Gleichungslöser. Für einen Überblick sei beispielsweise auf Wriggers (2001) verwiesen. Direkte Löser bieten den Vorteil der Exaktheit der Lösung und werden hier ausschließlich verwendet. Sie sind zwar aufwendig und speicherintensiv, was sich jedoch durch spezielle Speichertechniken abmindern lässt. Das Gleichungssystem ist im Allgemeinen symmetrisch und positiv definit und wird im Programmsystem FEMAS 2000 mit einer CHOLESKY-Zerlegung nach Bathe & Wilson (1976) bestimmt [Beem et al. 1996]. Wahlweise kann eine Bandbreitenoptimierung zugeschaltet werden.

Treten aufgrund der Verwendung einer nicht-assozierten Fließregel oder eines nicht-assozierten Verfestigungsgesetzes im Stoffgesetz unsymmetrische Matrizen auf, sind für diese jedoch entsprechende unsymmetrische Gleichungslöser zu verwenden. Hierfür wird der auf der Multifrontal Methode nach Duff & Reid (1983) basierende Löser UMFPAK (Unsymmetric MultiFrontal PACKage) verwendet [Davis & Duff 1995]. Dieser ist für dünnbesetzte unsymmetrische Matrizen gut geeignet und steht als Baustein im Programmsystem FEMAS 2000 zur Verfügung. Für die vorliegende Problemstellung musste er auf der Systemebene eingebunden werden. In vielen FE-Programmen sind vielfach nur symmetrische Gleichungslöser implementiert. Deshalb wird oft mit einer Symmetrisierung der Tangentenmatrix gearbeitet [Will 1999], [Vittinghoff 2002]. Um die Genauigkeit und die Unterschiede in der Rechenzeit dieses numerisch sehr viel leichter umzusetzenden Verfahrens beurteilen zu können, wird zusätzlich eine Symmetrisierung nach dem Verfahren von PANDE & PIETRUSZCZAK implementiert. Bei diesem wird eine assoziierte elasto-plastische Systemmatrix \mathbf{C}_{sym}^{ep} für ein so genanntes „equivalente material“ (Index e) hergeleitet, welches sich von dem unsymmetrischen „parent material“ (Index p) nach Gleichung 2.29 durch den Verfestigungsmodul \mathbf{H} unterscheidet [Pande & Pietruszczak 1986]:

$$\mathbf{C}_{sym}^{ep} = \left(\mathbf{C}^{el} - \frac{\mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left\{ \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el}}{\mathbf{H}_e + \left\{ \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} \right) \quad (3.6)$$

mit

$$\mathbf{H}_e = \frac{\left(H_p \left\{ \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T + \left\{ \frac{\partial F_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left\{ \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T - \left\{ \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left\{ \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \right) \mathbf{C}^{el} d\boldsymbol{\varepsilon}}{\left\{ \frac{\partial F_p}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} d\boldsymbol{\varepsilon}}. \quad (3.7)$$

Zusätzlich wird eine stark vereinfachte Art der Symmetrisierung umgesetzt, indem eine Symmetrisierung der Tangentensteifigkeitsmatrizen durch Ausgleich der Diagonaleinträge

$$\mathbf{K}_{T,sym} = \frac{1}{2}(\mathbf{K}_{T,unsym} + \mathbf{K}_{T,unsym}^T) \quad (3.8)$$

vorgenommen wird. Neben der Verwendung von tangentialen Steifigkeiten in einer NEWTON-RAPHSON Iteration kann ebenso mit einer elastischen Anfangssteifigkeitsmatrix gearbeitet werden. Dieses als „Initial Strain Methode“ bekannte Verfahren benötigt zwar deutlich mehr Iterationen, führt letztendlich jedoch zum gleichen Ergebnis. Zu Vergleichszwecken wurde auch dieses Verfahren in den Routinen berücksichtigt.

Für eine umfassende Darstellung der Finite-Element-Methode sei auf Bathe (1996), Zienkiewicz & Taylor (2000) und Wriggers (2001) verwiesen.

3.2 Bodenmodellierung

Zur Abbildung des Bodenhalbraums werden isoparametrische 8-Knoten-Volumenelemente mit je drei Verschiebungsfreiheitsgraden pro Knoten verwendet. Die geometrische Beschreibung und die kinematischen Formulierungen können Mahran (2004) entnommen werden.

3.2.1 Numerische Umsetzung inelastischen Materialverhaltens

Für ratenunabhängige elasto-plastische Materialgesetze wird bei der numerischen Formulierung eine so genannte Pseudo-Zeit verwendet, um eine inkrementelle Lastaufbringung und damit eine Erfassung der Belastungsgeschichte realisieren zu können. Auf der lokalen Ebene wird unter Annahme kleiner Verzerrungen die Materialgleichung als Anfangsrandwertproblem im GAUSSpunkt gelöst. Die zu integrierenden Ratengleichungen bilden ein Differentialgleichungssystem ab, welches sich für nicht-assozierte Plastizität mit isotroper Verfestigung wie folgt darstellt:

$$\begin{aligned}\dot{\boldsymbol{\sigma}} &= \mathbf{C}^{el} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{el}, \\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{el} &= \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}, \\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} &= \dot{\lambda} \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\kappa})}{\partial \boldsymbol{\sigma}}, \\ \dot{\boldsymbol{\kappa}} &= \dot{\lambda}.\end{aligned}\tag{3.9}$$

Dabei sind die KUHN-TUCKER Bedingungen einzuhalten:

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\kappa}) \leq 0, d\dot{\lambda} \geq 0, d\dot{\lambda}F(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\kappa}) = 0.\tag{3.10}$$

Zur Integration der nichtlinearen Materialgleichungen auf Gausspunktebene haben sich als Optimierungsverfahren im Rahmen von Operator-Split Algorithmen die Prädiktor-Korrektor Verfahren als gut geeignet herausgestellt [Simo & Hughes 1998]. Für eine Darstellung weiterer Integrationsverfahren siehe z.B. Matzenmiller (1988) und Montag (1997).

Hierbei werden im aktuellen Zeitschritt, für welchen aus der globalen NEWTON-RAPHSON Iteration das Verzerrungsinkrement $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$ bekannt ist, zuerst alle plastischen Variablen des vorherigen Zeitschritts „eingefroren“:

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl,trial} &= \boldsymbol{\varepsilon}_n^{pl}, \\ \boldsymbol{\kappa}_{n+1}^{trial} &= \boldsymbol{\kappa}_n.\end{aligned}\tag{3.11}$$

Der Index „trial“ weist darauf hin, dass es sich lediglich um einen ersten Ansatz handelt. In einem elastischen Prädiktor-Schritt wird dann unter Annahme elastischen Materialverhaltens mit Hilfe des Spannungsinkrements

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{trial} = \mathbf{C}^{el} \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}\tag{3.12}$$

der Trial-Spannungszustand bestimmt:

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{trial} = \mathbf{C}^{el} \boldsymbol{\varepsilon}_n + \mathbf{C}^{el} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} = \mathbf{C}^{el} (\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} - \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl,trial}). \quad (3.13)$$

Mit diesen Trial-Spannungen wird die Fließbedingung überprüft. Ist der Spannungszustand elastisch, werden die Trial-Spannungen zu den aktuellen Spannungen und die Iteration ist beendet:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma}_{n+1} &= \boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{trial}, \\ \boldsymbol{\kappa}_{n+1} &= \boldsymbol{\kappa}_{n+1}^{trial}. \end{aligned} \quad (3.14)$$

Befindet sich der Spannungszustand jedoch außerhalb der Fließfläche, muss er auf diese zurückgeholt werden. Das wird im plastischen Korrektor-Schritt durch Return-Mapping Algorithmen realisiert und geschieht durch Berechnung des Anteils der plastischen Dehnungen in Richtung des plastischen Potentials, die keine Spannungen verursachen. Die Rückführung der Spannungen hat generell iterativ zu erfolgen, wie im Folgenden noch näher erläutert wird. In Kombination mit der inkrementellen Zeitschrittsteuerung wird deshalb allgemein von inkrementell-iterativen Lösungsverfahren gesprochen.

Zur Bestimmung der plastischen Verzerrungen im Zeitintegrationsverfahren

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl} = \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n^{pl} + \left((1 - \theta) \Delta \lambda_n \frac{\partial G_n}{\partial \boldsymbol{\sigma}_n} + \theta \Delta \lambda_{n+1} \frac{\partial G_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}} \right) \quad (3.15)$$

sollte nach Simo & Hughes (1998) das implizite EULER Verfahren, welches sich für $\theta = 1$ ergibt, verwendet werden. Es ist zwar lediglich von erster Ordnung genau und bedingt deshalb die Verwendung kleinerer Schrittweiten, ist aber unbedingt stabil [Ortiz & Popov 1985]. Die sich für $\theta = 0,5$ ergebende implizite Trapezregel besitzt zwar eine Genauigkeit 2. Ordnung, es treten jedoch unsymmetrische Matrizen auf und ein Abdriften der Lösung von der Fließfläche ist möglich. Letzteres gilt auch für das numerisch einfach umzusetzende explizite EULER Verfahren ($\theta = 0$), da es nicht möglich ist, die Gleichung geschlossen zu lösen. Eine Illustration des Unterschiedes von expliziten und impliziten Algorithmen ist Bild 3.1 zu entnehmen. Dieser manifestiert sich in der Bestimmung der Richtung des plastischen Dehnungsinkrementes bei der Spannungsrückführung basierend auf dem Spannungszustand des vorherigen oder aktuellen Zeitschritts.

Einfache Sonderfälle von Return-Mapping Algorithmen stellen der Radial-Return und der Closest-Point Algorithmus dar. Bei idealer J_2 -Plastizität (die Fließfläche ist in der Deviatorenebene nur von der 2. Deviatorinvarianten abhängig und beschreibt somit einen Kreis) wird der Spannungszustand radial, in Richtung auf die hydrostatische Achse, auf die Fließfläche zurück projiziert (Bild 3.2). Beim Closest-Point Algorithmus steht das plastische Potential zwar senkrecht auf der Fließfläche, ist jedoch nicht mehr auf die hydrostatische Achse ausgerichtet. Die Projektion beschreibt den „kürzesten Abstand“ des außerhalb liegenden Spannungszustandes auf die Fließfläche. Beim Radial-Return Algorithmus ist dies zwangsläufig immer erfüllt. Für einfache Fließbedingungen, bei denen die Richtung des plastischen Potentials konstant bleibt wie z.B. beim DRUCKER-PRAGER Modell, ist eine analytisch exakte Lösung der Optimierungsaufgabe möglich. Eine iterative Rückführung des Spannungszustandes ist somit nicht notwendig, wird aber aufgrund des einheitlichen

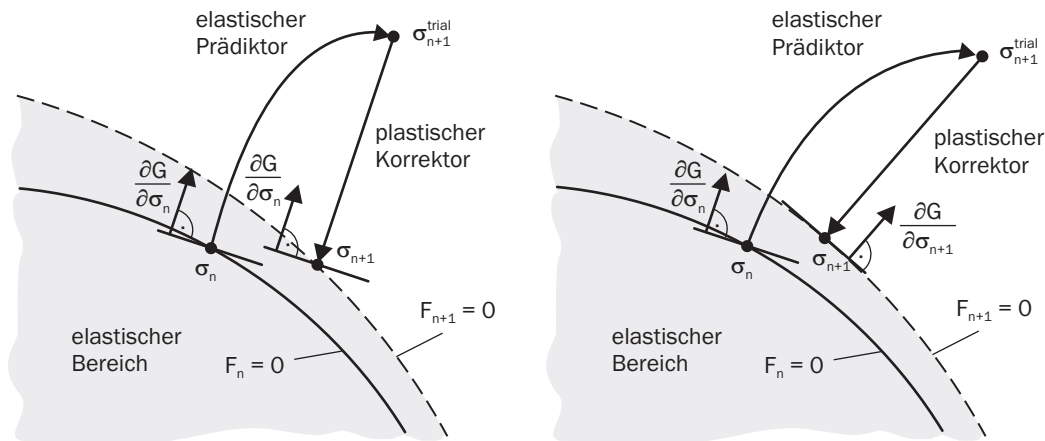


Bild 3.1: Vergleichende Darstellung eines expliziten (links) bzw. impliziten (rechts) Return-Mapping Algorithmus

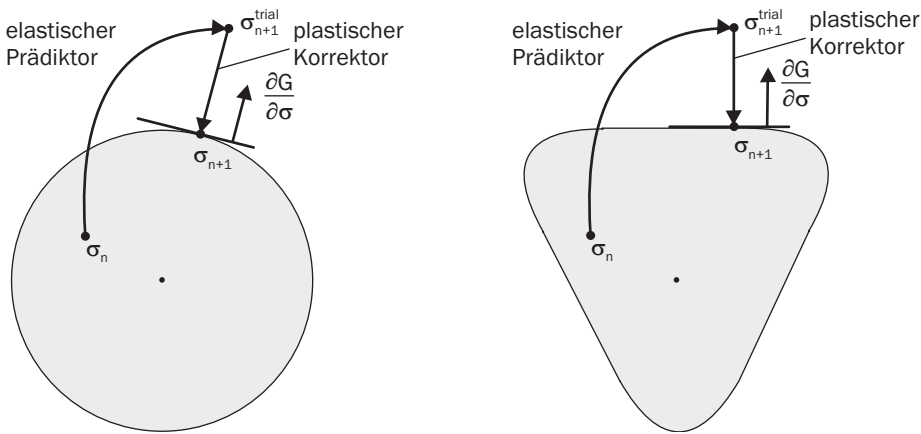


Bild 3.2: Radial-Return (links) bzw. Closest-Point (rechts) Algorithmus

Routinenaufbaus für alle Stoffgesetze auch für diese realisiert. Der Spannungszustand liegt für diese bereits nach der ersten Iteration auf der Fließfläche.

Eine Verallgemeinerung auf nicht-assoziierte Fließregeln, beliebige Fließbedingungen und Ver- und Entfestigungsgesetze stellt der General Closest-Point Algorithmus dar [Simo & Hughes 1998]. Das für die Rückprojektion zu lösende nichtlineare Differentialgleichungssystem unter Verwendung des impliziten EULER Verfahrens ergibt sich mit der Definition der Residualen für die internen Variablen $\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$ und $\boldsymbol{\kappa}$ sowie für die Fließfunktion F zu:

$$\mathbf{R}_{n+1} = \begin{Bmatrix} -\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl} + \boldsymbol{\varepsilon}_n^{pl} \\ -\boldsymbol{\kappa}_{n+1} + \boldsymbol{\kappa}_n \end{Bmatrix} + \Delta\lambda_{n+1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial G_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \\ \frac{\partial F_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \end{Bmatrix} = 0, \quad (3.16)$$

$$R_{F,n+1} = F(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1}) = 0.$$

Dieses wird in der Regel mit Hilfe des NEWTON-RAPHSON Verfahrens gelöst, wofür das Gleichungssystem zu linearisieren ist. Es wird der Spannungszustand am Ende der Itera-

tion gesucht, der das Gleichungssystem erfüllt. Ist dieser gefunden, muss die für den globalen NEWTON-RAPHSON Iterationsschritt passende Tangentenmatrix aufgestellt werden. Dies ist nicht die Kontinuumstangente in Form des elasto-plastischen Tangentenmoduls nach Gleichung 2.29, der den Tensor zum Zeitpunkt t_{n+1} bestimmt, sondern, da der Tangentenmodul vom Iterationsverfahren abhängt, der aus der Linearisierung im Intervall $[t_n, t_{n+1}]$ gewonnene Tangentenmodul. Der Tangentenmodul hängt somit vom gewählten Iterationsverfahren ab und wird aufgrund seiner Konsistenz mit dem elasto-plastischen Algorithmus auch vielfach konsistente oder algorithmische Tangentenmatrix genannt. Mit dieser ist die quadratische Konvergenz des globalen NEWTON-RAPHSON Verfahrens gewährleistet. Für ihre Herleitung sei auf die Literatur verwiesen Simo & Taylor (1985), Simo & Hughes (1998). Für infinitesimal kleine Lastschritte geht die algorithmisch konsistente Tangente in die Kontinuumstangente über.

Zur Lösung von Gleichung 3.16 ist die zweite Ableitung der Potentialfunktion, die HESSE-Matrix, und deren Invertierung notwendig. Deren analytische Herleitung ist für komplexe Stoffgesetze, z.B. für einen veränderlichen Elastizitätsmodul wie im Hardening Soil Modell, sehr aufwendig. Hinzu kommt eine rechenintensive numerische Umsetzung. Eine Alternative bietet der Cutting-Plane Algorithmus nach Simo & Ortiz (1985).

Der Grundgedanke dieses Verfahrens beruht auf der Linearisierung der Fließbedingung im Bereich des Spannungszustandes

$$F \approx F(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1}) + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}}(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1}) \right\}^T \Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1} + \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\kappa}}(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1}) \Delta \boldsymbol{\kappa}_{n+1} = 0, \quad (3.17)$$

wodurch eine Tangente durch den Spannungspunkt („tangent cut“), wie in Bild 3.3 dargestellt, entsteht. Durch Einsetzen von

$$\begin{aligned} \Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1} &= -\Delta \lambda \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G_{n+1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}}, \\ \Delta \boldsymbol{\kappa}_{n+1} &= \frac{\partial \boldsymbol{\kappa}_{n+1}}{\partial \lambda} \end{aligned} \quad (3.18)$$

in Gleichung 3.17 folgt das Inkrement des plastischen Multiplikators nach Umformung unter Verwendung von Gleichung 2.24 zu:

$$\Delta \lambda_{n+1}^i = \frac{F_{n+1}^i}{\left\{ \frac{\partial F_{n+1}^i}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right\}^T \mathbf{C}^{el} \frac{\partial G_{n+1}^i}{\partial \boldsymbol{\sigma}} - \frac{\partial F_{n+1}^i}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial G_{n+1}^i}{\partial \boldsymbol{\sigma}}}. \quad (3.19)$$

Mit Hilfe des Inkrementes kann nun ein neuer Spannungszustand gefunden werden, für den erneut die Lage zu überprüfen ist und gegebenenfalls ein weiterer Rückprojektionsschritt durchgeführt wird. Dies wird so oft wiederholt, bis der Spannungszustand auf der Fließfläche liegt bzw. eine definierte Schranke unterschritten wurde.

Bedingt durch dieses Vorgehen kann die Berechnung der Ableitungen des Gradienten vermieden werden. Da die im Rahmen des impliziten Verfahrens auftretenden nichtlinearen Gleichungen durch Linearisierung gelöst werden, liegt lediglich ein „semi-implizites“ Verfahren vor.

Beim impliziten Closest-Point Algorithmus erfolgt die iterative Rückführung des elastischen Trialspannungszustandes auf die aktuelle Fließfläche in jedem Iterationsschritt von diesem Trialspannungszustand aus mit jeweils aktualisierter Richtung und Länge. Im semi-impliziten Cutting-Plane Algorithmus wird hingegen bei jedem Iterationsschritt ein veränderter Spannungszustand verwendet (Bild 3.3). Dabei kann es zu einem Abdriften von der exakten Lösung kommen [de Borst & Feenstra 1990]. Die Verwendung kleiner Schrittweiten ist notwendig. Da das nichtlineare Gleichungssystem nicht geschlossen gelöst wird und der gefundene Spannungszustand die Fließbedingung nicht zwingend exakt erfüllt, kann nur die Kontinuumstangente für die globale NEWTON-RAPHSON Iteration verwendet werden. Hierdurch ist das Konvergenzverhalten nur noch linear aber weiterhin stabil.

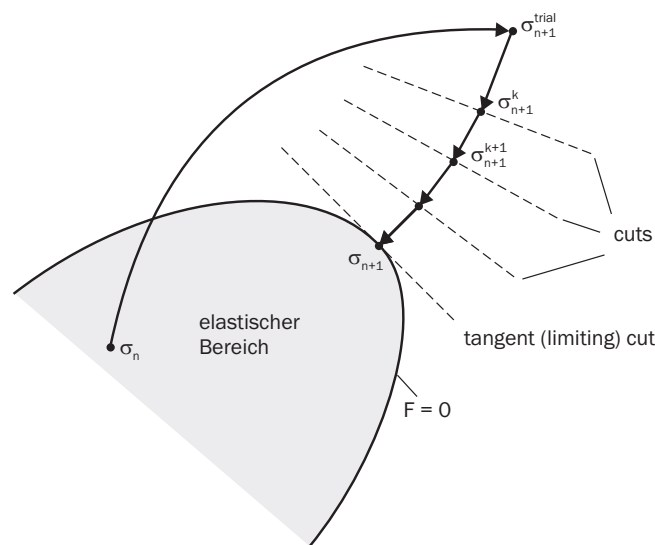


Bild 3.3: Spannungsrückführung unter Verwendung des Cutting-Plane Algorithmus nach Simo & Ortiz (1985)

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Cutting-Plane Algorithmus für die Implementierung der Stoffgesetze verwendet, da zum einen eine Basis zur relativ einfachen Implementierung beliebig komplexer Stoffgesetze geschaffen werden soll und zum anderen im Hinblick auf die Berechnung großer Modelle der Nachteil der kleinen Schrittweite gegenüber der Rechenzeit für die Ableitung der Gradienten und der Invertierung in jedem Gausspunkt zunächst als vergleichbar angesehen wird. Der Algorithmus ist in Tabelle 3.1 für Einflächenplastizität dargestellt.

Innerhalb der implementierten Routinen existieren vier verschiedene Belastungspfade, die mit einem entsprechenden Algorithmus umgesetzt werden [Chen & Baladi 1985]:

- elastischer Pfad,
- Versagensflächenpfad,
- Kappenverfestigungspfad,
- Tension Cut-off.

I	Einlesen der Dehnungsinkremente:
	$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$
II	Initialisierung:
	$\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl,trial} = \boldsymbol{\varepsilon}_n^{pl}, \quad \boldsymbol{\kappa}_{n+1} = \boldsymbol{\kappa}_n$
III	Elastischer Prädiktorschritt:
	$\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{trial} = \boldsymbol{\sigma}_n + \mathbf{C}^{el} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$
IV	Abfrage der Fließbedingung:
	$F_{n+1}^{trial} = F(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{trial}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1})$ IF $F_{n+1}^{trial} \leq 0$ THEN EXIT ELSE $i = 0 \hat{=} trial$
V	Plastischer Korrektorschritt:
	$\Delta \lambda_{n+1}^i = \frac{F_{n+1}^i}{\left\{ \frac{\delta F}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^i T \mathbf{C}^{el} \left\{ \frac{\delta G}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^i + \left\{ \frac{\delta F}{\delta \boldsymbol{\varepsilon}} \right\}_{n+1}^i \left\{ \frac{\delta G}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^i}$ $\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{i+1} = \boldsymbol{\sigma}_{n+1}^i - \Delta \lambda_{n+1}^i \mathbf{C}^{el}$ $\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl,i+1} = \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl,i} + \Delta \lambda_{n+1}^i \left\{ \frac{\delta G}{\delta \lambda} \right\}^i$ $\boldsymbol{\kappa}_{n+1}^{i+1} = \boldsymbol{\kappa}(\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{pl,i+1})$
VI	Genauigkeitsabfrage:
	IF $F_{n+1}^{i+1} < TOL$ THEN GOTO VII ELSE $i = i + 1$ GOTO V
VII	Berechnung des Tangentenmoduls:
	$\mathbf{C}^{ep} = \mathbf{C}^{el} - \frac{\mathbf{C}^{el} \left\{ \frac{\delta G}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^{i+1} \left\{ \frac{\delta F}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^{i+1 T} \mathbf{C}^{el}}{\left\{ \frac{\delta F}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^{i+1 T} \mathbf{C}^{el} \left\{ \frac{\delta G}{\delta \boldsymbol{\sigma}} \right\}_{n+1}^{i+1} + \mathbf{H}_{n+1}^{i+1}}$

Tabelle 3.1: Cutting-Plane Algorithmus zur Spannungsintegration

Treffen in einem Punkt oder in einer Geraden zwei oder mehr Fließflächen unstetig aufeinander, muss numerisch bestimmt werden, welche Fließflächen durch den Spannungszustand verletzt und somit aktiv sind. Dies kann in einer allgemeinen Behandlung von Mehrflächenplastizität nach Gleichung 2.18 behandelt werden. Bei den verwendeten Formulierungen ist diese mit großem numerischen Aufwand verbundene Umsetzung nicht notwendig. Infolge der Ausrundung der Ecken beim MOHR-COULOMB Modell entfällt die sonst benötigte Identifizierung der aktiven Fließfläche. Für das Kappenmodell tritt nur im Eckbereich beider Fließflächen eine Überschneidung auf (Bild 3.4). Hier kann jedoch der Return Pfad auf die Fließfläche explizit angegeben werden. Die jeweilige Richtung ist aus den Ableitungen der entsprechenden Fließbedingung definiert. Der Spannungszustand muss nach der Rückführung genau im Schnittpunkt der beiden Fließflächen liegen. Bedingt durch die horizontale Tangente tritt in diesem Punkt kein volumetrisches Fließen und somit keine Verfestigung auf. Deshalb entstehen zwei lineare Gleichungen $F_{DP}(\boldsymbol{\sigma}_{n+1})$ und $F_C(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1})$ die unter Verwendung der Gleichungen 2.18 und 3.13 sowie der Ableitung der jeweiligen Fließfunktion explizit gelöst werden können. In Anlehnung an Hofstetter, Simo & Taylor (1993) bestimmen sich die plastischen Multiplikatoren zu:

$$\begin{aligned} \Delta\lambda_{DP} &= \frac{(L - I_1^{trial})(1 - 2\nu)}{3E\alpha}, \\ \Delta\lambda_C &= \frac{(\sqrt{J_2}^{trial} - (k - L\alpha))(1 + \nu)}{E} - \Delta\lambda_{DP}. \end{aligned} \quad (3.20)$$

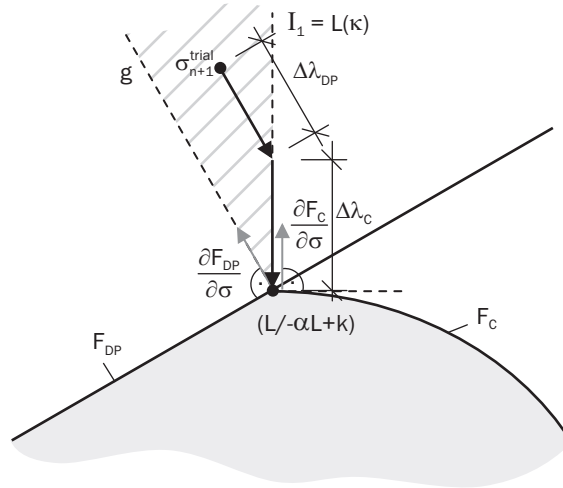


Bild 3.4: Spannungsrückführung im Eckbereich des Kappenmodells

Der Eckbereich wird begrenzt durch die beiden Geraden $I_1 = L(\kappa)$ und g (Bild 3.4). Aus der Bedingung, dass die gesuchte Gerade g senkrecht auf der Fließfläche F_{DP} steht und durch den Schnittpunkt der beiden Fließfunktionen verlaufen muss, erhält man die Geradengleichung:

$$g = \sqrt{J_2} - \frac{1}{\alpha}I_1 + \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)L - k. \quad (3.21)$$

3.2.2 Verifikation der implementierten Stoffgesetze

Die in diesem Kapitel gezeigten Verifikationsbeispiele dienen der Überprüfung der korrekten Implementierung der Stoffgesetze sowie der Verdeutlichung der Leistungsfähigkeit des jeweiligen Gesetzes hinsichtlich der Wiedergabe des charakteristischen Bodenverhaltens. Ein Vergleich zu experimentellen Daten erfolgt in Kapitel 6.2 im Rahmen der Setzungsberechnungen der Bodenplatten.

Zunächst wird das charakteristische Verhalten des jeweiligen Stoffgesetzes hinsichtlich Be-, Ent- und Wiederbelastungsverhalten für definierte Spannungs- und Verzerrungspfade an Elementversuchen überprüft. Numerisch werden die Proben durch ein einziges Volumenelement als Einheitswürfel idealisiert. In einem weiteren Schritt werden Berechnungen im Vergleich zu analytischen Lösungen durchgeführt. Für das Beispiel eines Streifenfundaments auf einem Halbraum liegen darüber hinaus Berechnungsergebnisse aus der Literatur für alle implementierten Stoffgesetze vor. Somit ist es möglich, auch das Umlagerungsverhalten durch die Plastifizierung zu überprüfen. Abschließend erfolgt die Berechnung einer dreidimensionalen Modellierung eines Fundaments.

Soweit nicht anders angemerkt, wird mit einem „Tension Cut-off“ - Kriterium in Höhe der Kohäsion gerechnet.

Hydrostatischer Kompressionsversuch: Bei diesem Versuch wird auf die Probe von allen Seiten eine identische Spannung aufgebracht, wodurch sie gleichmäßig zusammengedrückt wird. Die Berechnung wird weggesteuert durch Aufbringung von einheitlichen Knotenverschiebungen realisiert.

Da der Spannungszustand während des Versuchs immer auf der hydrostatischen Achse verbleibt, werden mit den linear-elastisch - ideal-plastischen Stoffgesetzen lediglich elastische Verzerrungen abgebildet. Die beim kontraktanten Verhalten von Böden auftretenden plastischen Volumendehnungen können erst mit einem volumetrischen Verfestigungsmodell wie dem Kappenmodell ermittelt werden. Der Spannungszustand liegt kontinuierlich auf der Kappe und weitet diese bei jedem Lastschritt auf.

Zur Überprüfung der Kappenimplementierung wurden für die numerische Simulation die gleichen Parameter verwendet wie in Akers (2001). Diese sind Tabelle 3.2 zu entnehmen. Die Verschiebung wird solange gesteigert, bis in der Probe eine hydrostatische Spannung von 250 MN/m^2 herrscht. Danach erfolgt schrittweise eine vollständige Entlastung. In Bild 3.5 sind die entstehenden Volumendehnungen aufgetragen. Der Kurvenverlauf stimmt mit den Ergebnissen von Akers (2001) in Anlehnung an Chen & Baladi (1985) exakt überein. Nach Entlastung ist der Anteil an plastischen Dehnungen ersichtlich. Im Vergleich wird mit dem MOHR-COULOMB und DRUCKER-PRAGER Modell lediglich eine einheitliche elastische Be- und Entlastungsgerade ermittelt.

E [MN/m ²]	ν [-]	c [MN/m ²]	φ [°]	R [-]	W [-]	D [m ² /MN]	X_0 [MN/m ²]
30.390,5	0,33	14,5	10	3,0	0,235	0,008	0

Tabelle 3.2: Materialparameter für den hydrostatischen Kompressionsversuch

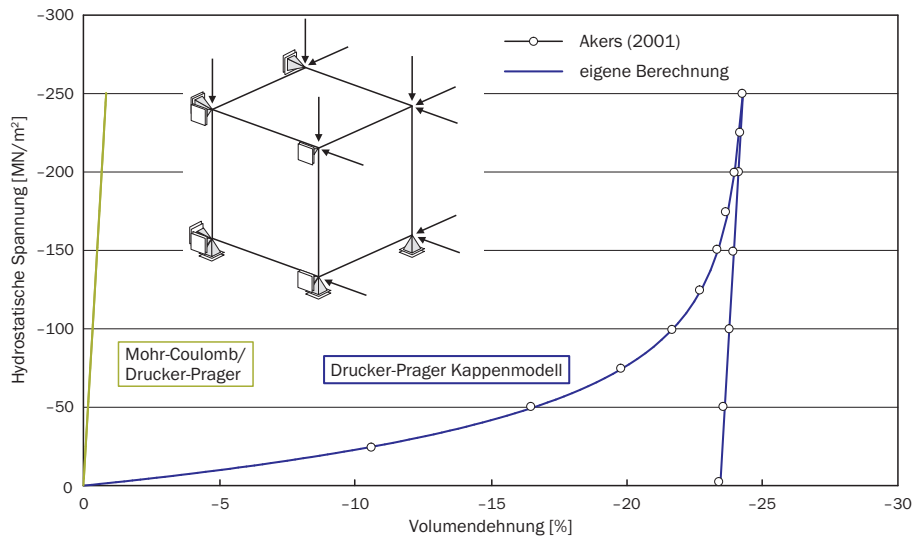


Bild 3.5: Hydrostatischer Kompressionsversuch zur Verdeutlichung der plastischen Volumendehnungen

Ödometerversuch: Beim Ödometerversuch (eindimensionaler Kompressionsversuch) ist die seitliche Ausdehnung behindert. Lediglich die vier oberen Knoten sind in vertikaler Richtung verschieblich. Die Berechnung wird weggesteuert durch Aufbringung einer Knotenverschiebung durchgeführt. Es werden zwei Be- und Entlastungsschleifen mit einem Belastungspfad von $-200, -100, -300$ und -15 kN/m^2 durchgeführt. Die verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 3.3 dargestellt.

E [MN/m ²]	ν [-]	c [MN/m ²]	φ [°]	ψ [°]	R [-]	W [-]	D [m ² /MN]	X_0 [kN/m ²]
50.000	0,33	5,0	30	30	2,5	0,015	0,0035	-50,0

Tabelle 3.3: Materialparameter für den Ödometer- und Triaxialversuch

Da durch das DRUCKER-PRAGER und das MOHR-COULOMB Modell nur eine elastische Zusammendrückung prognostiziert wird, sind sie zur Abbildung ödometrischer Kompression nicht geeignet (Bild 3.6). Das Kappenmodell unterscheidet zwischen Be- und Entlastung und kehrt auch nach Wiederbelastung auf den Ast der Erstbelastung zurück. Die Ent- und Wiederbelastung bis zum Erstbelastungspfad werden entsprechend des Modells elastisch abgebildet.

Bedingt durch die Formulierung der Fließbedingung nach Gleichung 2.42 bzw. Gleichung 2.40 kann es in Abhängigkeit der Parameterwahl auch zu einem Fließbeginn beim DRUCKER-PRAGER und beim MOHR-COULOMB Modell kommen. Dies wird in der Literatur so nicht herausgestellt. Der ödometrische Belastungspfad trifft bei volumetrischen Verfestigungsmodellen immer auf die Kappe. Somit würde bei einem Modell ohne Kappe lediglich elastisches Verhalten abgebildet. In Abhängigkeit der Querkontraktion kann der rechnerische Belastungspfad für diese Stoffgesetze jedoch auch auf die Schubfließfläche treffen.

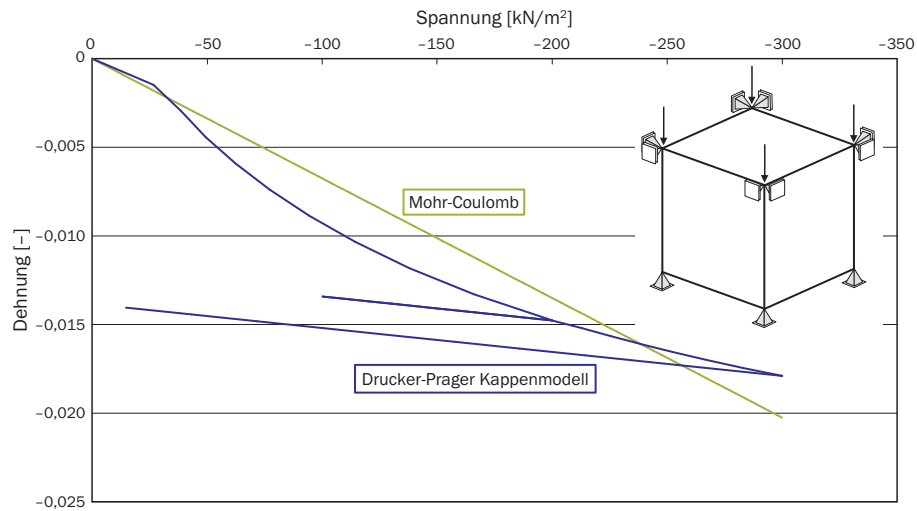


Bild 3.6: Ödometerversuch mit Be-, Ent- und Wiederbelastung

Unter Ansatz der Randbedingungen der behinderten seitlichen Ausdehnung kann für jedes Stoffgesetz die Spannungs-Dehnungs-Kurve analytisch bestimmt werden. Beispielsweise ergibt sich für das Drucker-Prager-Modell die Spannung bei Eintritt des Fließens zu:

$$\sigma_1 = -\frac{3k(1-\nu)}{\sqrt{3}(1-2\nu) - 3\alpha(1+\nu)}, \quad \sigma_3 = -\frac{3k\nu}{\sqrt{3}(1-2\nu) - 3\alpha(1+\nu)}. \quad (3.22)$$

Für die in Tabelle 3.3 angegebenen Materialwerte bestimmen sich nach Gleichung 2.43 die Parameter des Kompressionskegels zu $\alpha = 0,23094$ und $k = 6,0$. Mit diesen errechnet sich - unter der Annahme einer Querkontraktion von $\nu = 0$ - der Fließbeginn zu $\sigma_1 = 17,32 \text{ kN/m}^2$. Da die Ausdehnung behindert bleibt, ist jedoch eine weitere elastische Spannungsaufnahme möglich - der Belastungspfad läuft an der Fließfläche entlang (Bild 3.7).

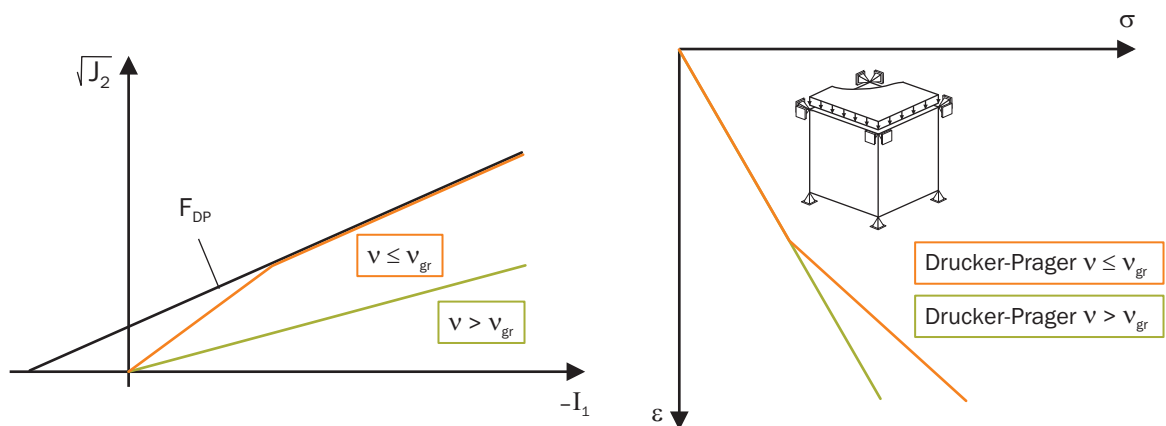


Bild 3.7: Prinzipskizze zum berechneten Spannungspfad bei ödometrischer Kompression

Für die angegebenen Materialparameter stellen sich die errechneten Spannungen zu Fließbeginn in Abhängigkeit der Querkontraktion wie in Tabelle 3.4 wiedergegeben dar. Für

den vorliegenden Fall würde somit nur bis zu einer Querkontraktion von $\nu = 0,25$ ein rein elastisches Verhalten wiedergegeben. Bei einer Querkontraktion ν_{gr}

$$\nu_{gr} = \frac{-\sqrt{3} + 3\alpha}{-2\sqrt{3} - 3\alpha}, \quad (3.23)$$

bestimmbar über die Singularitätsstelle, die sich für Gleichung 3.22 ergibt, kommt es zu einem Knick in der Spannungs-Dehnungs-Kurve.

ν	0	0,1	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
σ_1	-17,32	-25,98	-69,28	-33433680,70	60,62	17,32	8,66

Tabelle 3.4: Berechneter Fließbeginn in Abhängigkeit der Querkontraktionszahl

Die analytischen Ergebnisse konnten bei entsprechender Anpassung der Lastschrittzahlen exakt erreicht werden. Kraftgesteuerte Versuche brachten vergleichbare Ergebnisse.

Triaxialversuch: Beim Triaxialversuch wird das Element in einem ersten Schritt hydrostatisch bis zu einem allseitigen Spannungszustand σ_H belastet. Beim Kappenmodell stellt sich dadurch die initiale Lage der Kappe zu $X_0 = 3\sigma_H$ ein. In einem zweiten Schritt wird unter Beibehaltung des konstanten Seitendrucks σ_H die vertikale Spannung erhöht. Hierfür war die Erstellung einer neuen Lastfunktion notwendig. Als hydrostatische Anfangsspannung wurden $\sigma_H = -50, -100, -150$ und -200 kN/m^2 gewählt.

Die Materialkennwerte werden wie beim Ödometerversuch nach Tabelle 3.3 gewählt. Im Triaxialversuch sind zwei der Hauptspannungen gleich groß. Der Spannungspunkt liegt damit auf der Kante im MOHR-COULOMB Modell. Beim triaxialen Kompressionsversuch fällt deshalb die Grenzbedingung des MOHR-COULOMB Modells mit der des DRUCKER-PRAGER Modells mit Kompressionskegel zusammen. Hierdurch ergibt sich für alle Modelle die gleiche Fließspannung. Die Ergebnisse in Bild 3.8 geben den erwarteten Einfluss der Seitenspannung auf die Grenzlast korrekt wieder. Für einen Extensionsversuch wurden bei einem geringeren Grenzlastniveau vergleichbare Ergebnisse erzielt.

Gelochte Scheibe in infinitem MOHR-COULOMB Material: In einem nächsten Schritt wird ein Vergleich mit einer analytischen Lösung zur Verifikation herangezogen. Für ein Loch in einem infiniten Medium steht eine analytische Lösung für einen ebenen Verzerrungszustand zur Verfügung [Reed 1986]. Ausgehend von den Spannungen in einem dickwandigen Rohr um das Loch wird mit Hilfe der MOHR-COULOMB'schen Grenzbedingung der Grenzradius r_e bestimmt. An dieser Stelle werden die analytischen Lösungen für die elastisch gelochte Scheibe und das dickwandige Rohr als plastische Zone zusammengefügt (Bild 3.9).

Für die numerische Umsetzung wird ein Viertel einer Kreisringscheibe diskretisiert. Das Netz ebenso wie die Materialparameter sind Bild 3.9 zu entnehmen. Der Außenradius beträgt das Zwanzigfache des Innenradius von $r_0 = 1 \text{ m}$. Das System wird tangential mit 30 Elementen und radial mit 80 Elementen abgebildet. Es wird ein konstanter Primärspannungszustand von $p_0 = 30 \text{ kN/m}^2$ in jedes Element eingepreßt. In Bild 3.10 sind

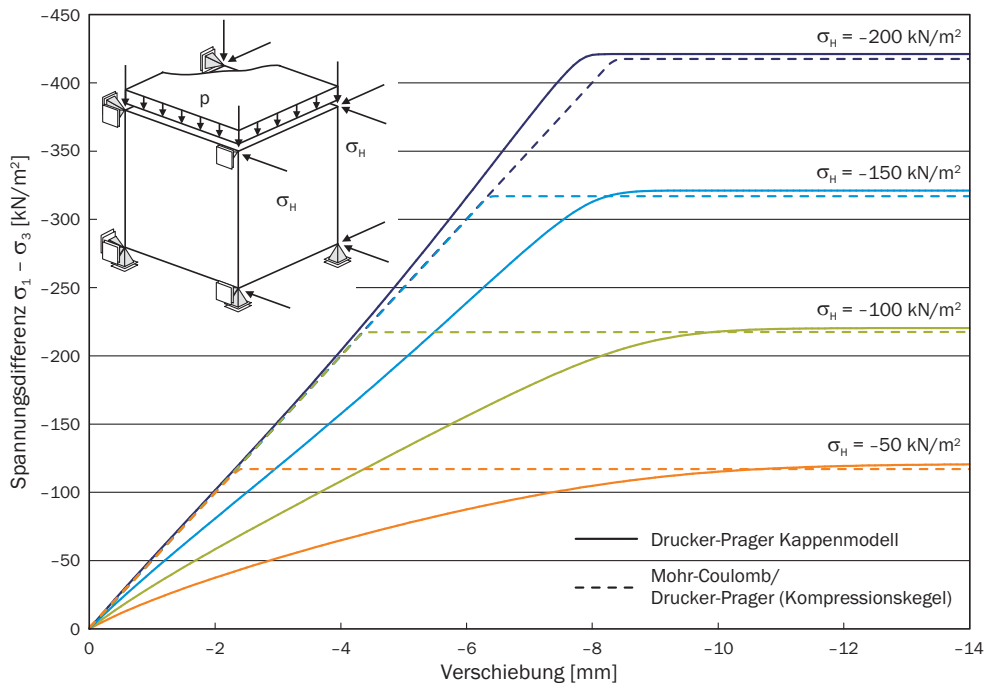


Bild 3.8: Triaxialversuch unter verschiedenen, konstanten Seitendrücken

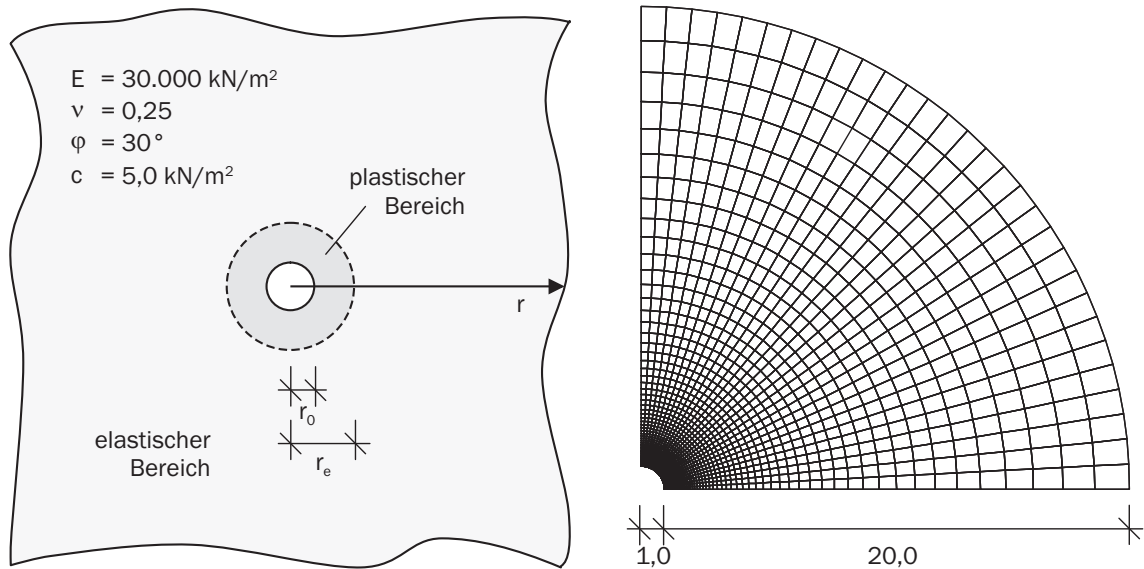


Bild 3.9: Diskretisierung und verwendete Materialparameter der gelochten Scheibe

die ermittelten Radial- und Tangentialspannungen sowie die radiale Verschiebung im Vergleich zur analytischen Lösung dargestellt. Zwecks Übersichtlichkeit ist nur der Wert jedes dritten Elementes wiedergegeben. Die Ergebnisse sowohl für die assoziierte als auch für die nicht-assozierte Fließregel stimmen gut überein. Die Spannungsverläufe ergeben sich unabhängig vom Dilatanzwinkel. Dies wird annähernd erfüllt. Die geringeren Verschiebungen bei einer nicht-assozierten Fließregel werden auch numerisch kongruent ermittelt.

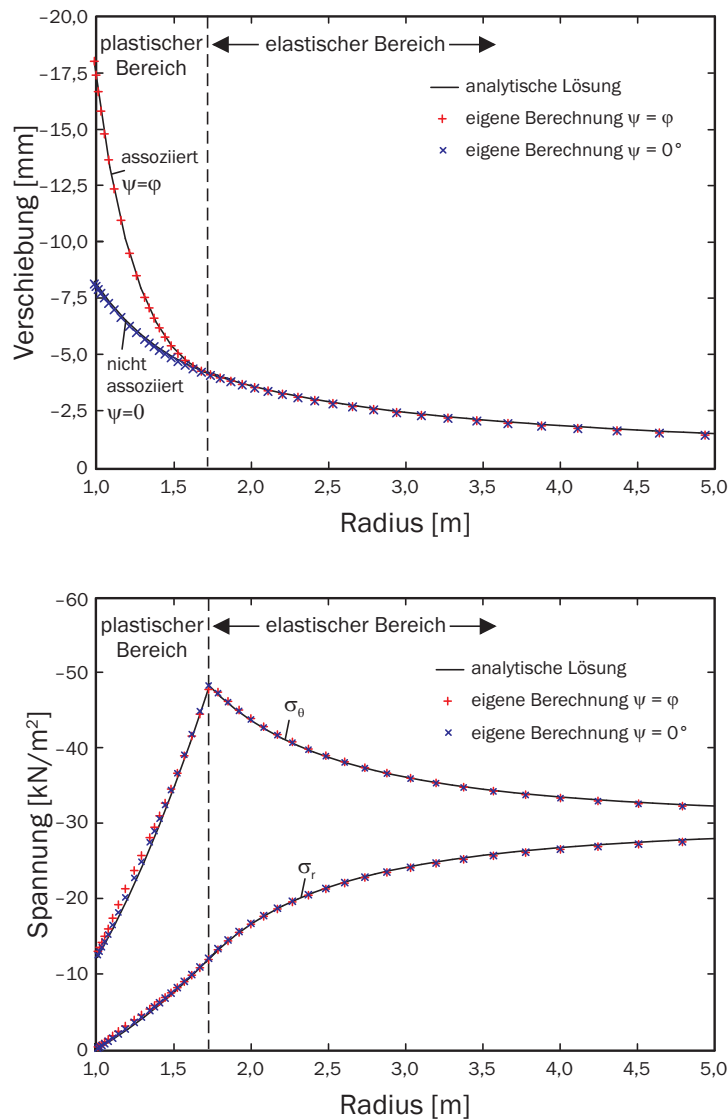


Bild 3.10: Spannungs- und Verformungsverlauf im plastischen und elastischen Bereich

Fundament im ebenen Verzerrungszustand: Als Vergleich zu Ergebnissen aus der Literatur wird das klassische Problem einer Bruchlastbestimmung eines Streifenfundaments auf einer Bodenschicht herangezogen. Dieses Beispiel wird vielfach zur Verifikation verwendet und so kann für alle Stoffgesetze ein Vergleich geführt werden. Zusätzlich ist eine Gegenüberstellung der Lösungen von PRANDTL, COULOMB und TERZAGHI möglich.

Die Systemangaben und Materialdaten sind in Bild 3.11 und Tabelle 3.5 wiedergegeben. Das Beispiel entstammt dem angloamerikanischen Raum und wird daher zur besseren Vergleichbarkeit der numerischen Ergebnisse im entsprechenden Maßsystem dargestellt. Unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen wird nur die Hälfte des Systems diskretisiert. Das Netz wird mit 28×14 Elementen abgebildet. Alle vertikalen Ränder werden verschieblich, die Schichtunterkante unverschieblich gelagert. Das Eigengewicht des Bodens wird vernachlässigt.

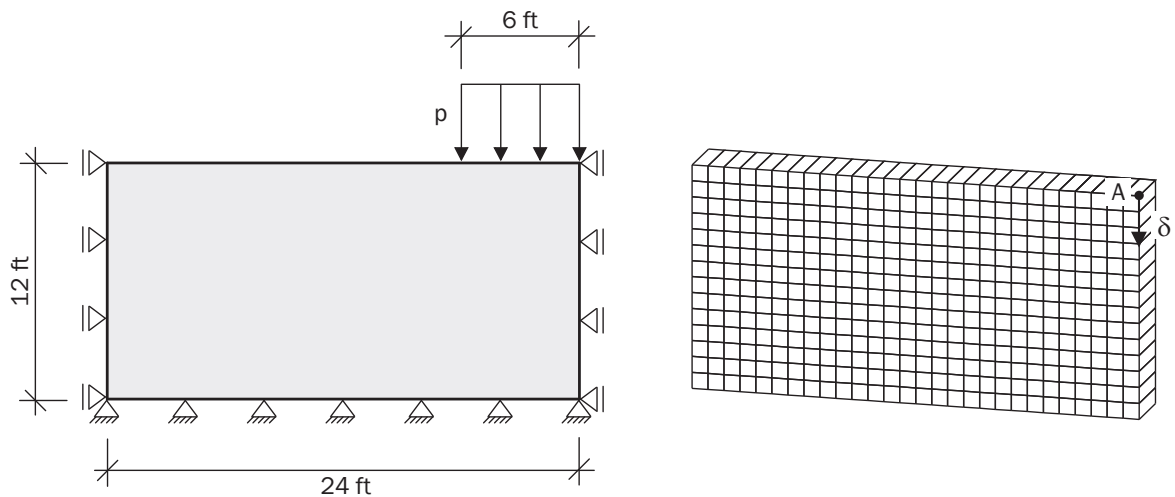


Bild 3.11: System und Diskretisierung des Streifenfundaments auf einem Halbraum im ebenen Verzerrungszustand

E [psi]	ν [-]	c [psi]	φ [°]	R [-]	W [-]	D [1/psf]	X_0 [psf]
30.000	0,3	10	20	4,0	0,003	$6,042 \cdot 10^{-5}$	-6700

Tabelle 3.5: Materialparameter für das Streifenfundament

In Bild 3.12 ist der Vergleich der Last-Verschiebungs-Kurven für den Punkt A nach Bild 3.11 zwischen den Ergebnissen nach Zienkiewicz & Pande (1977) und den eigenen Berechnungen wiedergegeben. Dieser Vergleich betrifft die Modelle nach MOHR-COULOMB und DRUCKER-PRAGER mit Kompressions- und Extensionskegel sowie mit eingeschriebenem Kegel. Die Ergebnisse können als gut übereinstimmend angesehen werden. Mit Ausnahme des DRUCKER-PRAGER Modells mit Kompressionskegel liefern alle Modelle ähnliche, bedeutend niedrigere Bruchlasten. Im Gebrauchslastbereich sind die Unterschiede weit weniger deutlich, obwohl auch hier durch den Kompressionskegel ein steiferes Verhalten vorausgesagt wird.

Durch den Ansatz eines geringeren Dilatanzwinkels beim MOHR-COULOMB Modell kommt es zu größeren Verformungen bei gleicher Last (Bild 3.13). Alle Gleichungslöser bilden das System bis in den Grenzlastbereich identisch ab. Erst im Bereich großer plastischer Verformungen, im Beispiel bei 0,72 Inch, kommt es zu geringfügigen Abweichungen von 1 psi. Für die Untersuchung des Setzungsverhaltens ist dies nebensächlich. Beim Vergleich der CPU-Zeiten ergeben sich jedoch deutliche Unterschiede. Wie Tabelle 3.6 zu entnehmen ist, werden mit dem unsymmetrischen Gleichungslöser UMFPAK bedeutend geringere Rechenzeiten erreicht. Als auffallend stellt sich heraus, dass die einfache Variante der Symmetrisierung durch Mittelwertbildung der Diagonaleinträge ($1/2 (K_T + K_T^T)$) in den letzten Lastschritten zwar deutlich instabiler ist und einen gezackten Verlauf aufweist, am Ende jedoch die gleiche Grenzlast wiedergibt wie nach der Symmetrisierung nach PANDE & PIETRUSZCZAK (P&P).

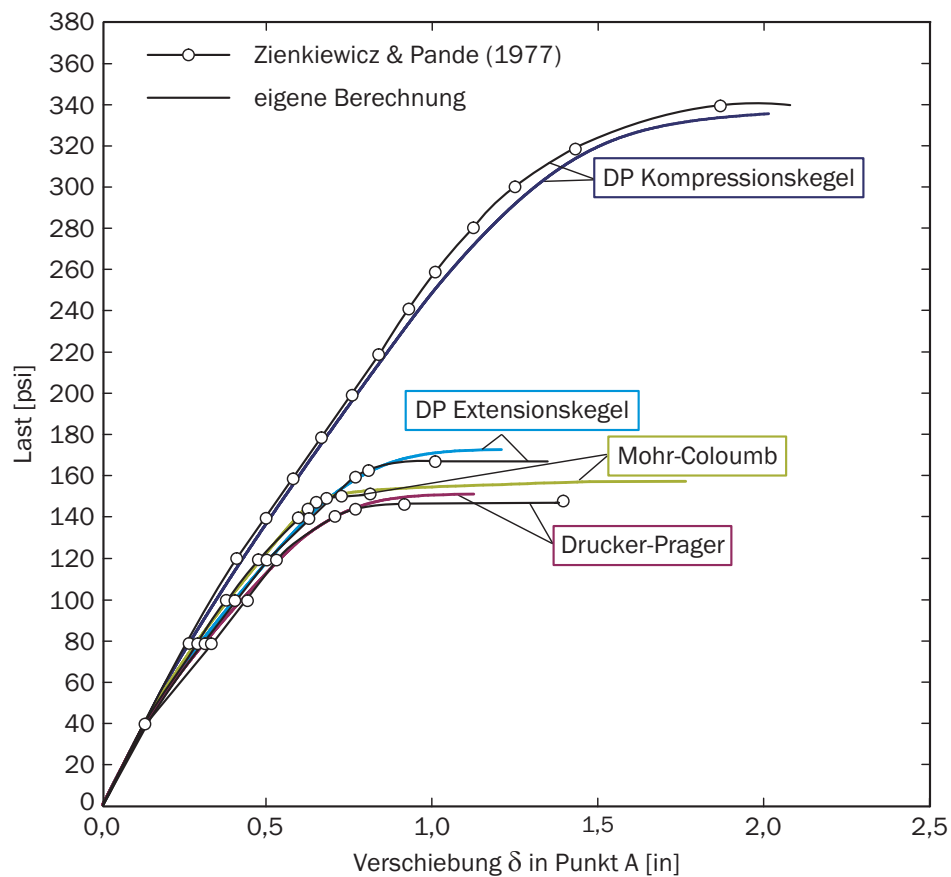


Bild 3.12: Last-Verschiebungs-Kurven des Streifenfundaments auf einem Halbraum nach Zienkiewicz & Pande (1977) im Vergleich zur eigenen Berechnung

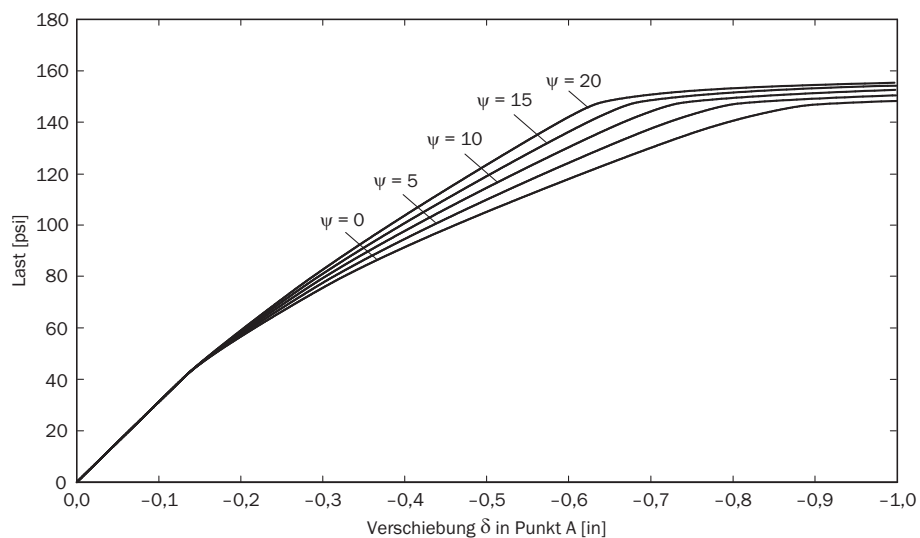


Bild 3.13: Last-Verschiebungs-Kurven des Streifenfundaments für verschiedene Dilatanzwinkel

Gleichungslöser	UMFPACK	P&P	$1/2 (K_T + K_T^T)$	initial strain
CPU-Zeit [min]	1,0	3,29	3,29	9,07

Tabelle 3.6: Vergleich der CPU-Zeiten einer Berechnung mit verschiedenen Gleichungslösern

Für das gleiche System ist nach Chen & Baladi (1985) eine Lösung für das verwendete DRUCKER-PRAGER Kappenmodell vorhanden. Ein Vergleich der resultierenden Last-Verschiebungs-Kurve mit der eigenen Berechnung ist Bild 3.14 zu entnehmen, die zusätzlich für das Kappenmodell benötigten Parameter sind in Tabelle 3.5 angegeben. Gegenübergestellt ist zusätzlich die Last-Verschiebungs-Kurve für das DRUCKER-PRAGER Modell. Für beide Modelle wird der eingeschriebene Kreis zur Abbildung des ebenen Verzerrungszustandes verwendet.

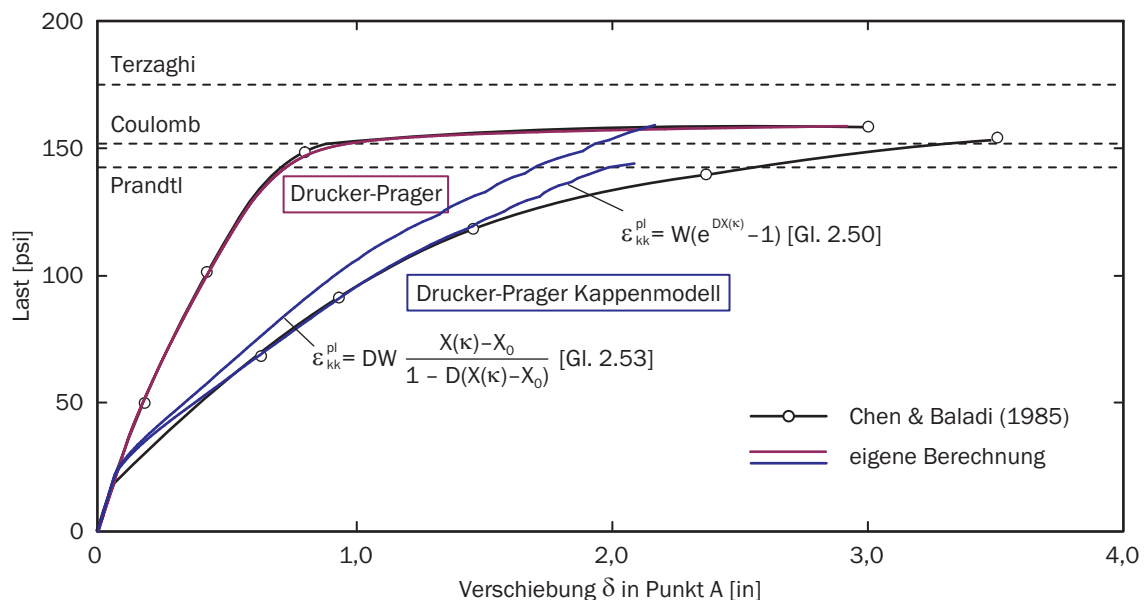


Bild 3.14: Last-Verschiebungs-Kurven des Streifenfundaments für das Kappenmodell nach Chen & Baladi (1985) im Vergleich zur eigenen Berechnung

Die größere Verschiebung im Bruchzustand im Vergleich zu Bild 3.12 beim DRUCKER-PRAGER Modell wird durch eine leichte Erhöhung des Wertes beim Tension Cut-off erreicht. Bedingt durch die Entstehung von plastischen Verzerrungen infolge der Kappe kommt es im Gebrauchslastbereich beim Kappenmodell bereits zu größeren Verschiebungen bei gleicher Belastung. Die Bruchlast muss nach beiden Modellen identisch sein, da sie auf der gleichen Fließbedingung aufbauen. Diese wird mit der Verfestigungsfunktion nach SANDLER & RUBIN mit der vorhandenen Diskretisierung nicht erreicht. Ab einer Traglast von etwa 75 % der Bruchlast zeigt der Kurvenverlauf des eigenen Modells ein steiferes Verhalten als derjenige nach Chen & Baladi (1985). Für den späteren relevanten Gebrauchslastbereich stimmen beide Kurven überein. Bei Verwendung der Verfestigungsfunktion nach ERHART wird die Bruchlast bei gleichzeitigem steiferem Verhalten erreicht.

Die numerisch bestimmten Grenzlasten liegen zwischen den klassischen Lösungen nach Prandtl (143 psi) und Terzaghi (175 psi). Für eine Bruchlastberechnung sind beide Modelle verwendbar, wohingegen für eine Setzungsprognose das DRUCKER-PRAGER Modell nur für überkonsolidierte Böden geeignet scheint [Chen & Baladi 1985].

Dreidimensionale Setzungsberechnung: Als Beispiel für eine räumliche Berechnung wird auf ein Modell von Fiedler (2002) zurückgegriffen, welches auf einem Berechnungsbeispiel aus DIN 4018 Beiblatt 1 (1981) beruht und sowohl nach dem Bettungs- als auch nach dem Halbraumverfahren berechnet wurde. Die von ihm bestimmten Unterschiede im Setzungsverlauf von Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren konnten ebenfalls ermittelt werden. Da hier die Verifikation der elasto-plastischen Stoffgesetze im Vordergrund steht, wird auf diese Darstellung verzichtet und auf Fiedler (2002) verwiesen. Die Systembeschreibung des Fundaments aus DIN 4018 Beiblatt 1 (1981) sowie die Diskretisierung mit der Angabe der Materialparameter in Anlehnung an Fiedler (2002) sind Bild 3.15 zu entnehmen. Um alle Varianten der Stoffgesetze mit gleichem Parameteransatz verwenden zu können, wird abweichend eine Kohäsion von $c = 5,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Die Verfestigungsparameter für das Kappenmodell sind beliebig gewählt. Aufgrund der vorliegenden Symmetrieeigenschaften wird lediglich ein Viertel des Systems abgebildet. Das Eigengewicht des Bodens wird bei der Berechnung vernachlässigt.

Da bei der Setzungsberechnung aus statischer Sicht hauptsächlich die Setzungsdifferenzen von Bedeutung sind, werden die Ergebnisse in Bild 3.16 nicht mit ihren quantitativen Werten, sondern normiert auf den Größtwert angegeben. Hieraus sind die Unterschiede im prognostizierten Setzungsverlauf der einzelnen Stoffgesetze deutlicher zu erkennen. Der Maximalwert der Setzung in Fundamentmitte ist in Klammern hinzugeschrieben. Zusätzlich sind die Ergebnisse von Fiedler (2002) für eine elastische und eine hypoplastische Halbraumberechnung angegeben. Aufgrund der abweichenden Materialparameter und des von ihm angesetzten Primärspannungszustandes sind die Ergebnisse nur bedingt vergleichbar. Sie bieten jedoch einen guten Anhaltswert für den charakteristischen Setzungsverlauf. Die Ergebnisdarstellung erfolgt ausschließlich für den Schnitt A-A in der Plattenmitte der Querrichtung. In der Längsrichtung treten aufgrund der hauptsächlich einaxial abtragenden Platte nur geringfügige Setzungsunterschiede auf.

Erwartungsgemäß prägt sich beim elastischen Halbraummodell eine deutlichere Setzungsmulde ohne einen Krümmungswechsel am Plattenrand ein. Dieses Verhalten wird durch die Schubspannungsspitzen am Plattenrand und die außerhalb im Boden auftretenden Zugspannungen bedingt. Infolge der bei den ideal-elastischen - ideal-plastischen Stoffgesetzen einsetzenden Plastifizierungen im Randbereich und der Begrenzung der Zugspannung kommt es bei diesen Gesetzen zu einem ausgeglicheneren Setzungsverhältnis bei gleichzeitig größeren Verformungen. Dabei wird bei Verwendung des Kompressionskegels mit dem DRUCKER-PRAGER Modell ein dem elastischen Modell ähnlicher Verlauf bestimmt. Wird hingegen der Extensionskegel angesetzt, ergeben sich zwar quantitativ deutlich größere Setzungen, jedoch stimmt der Krümmungsverlauf hierbei mit demjenigen des MOHR-COULOMB Modells überein. Die Berücksichtigung eines geringeren Dilatanzwinkels verstärkt die Plastifizierung und damit die zuvor beschriebenen Effekte. Erst durch höherwertige Stoffgesetze, sei es das von Fiedler (2002) verwendete hypoplastische Stoffgesetz oder das in dieser Arbeit gewählte DRUCKER-PRAGER Kappenmodell, kann

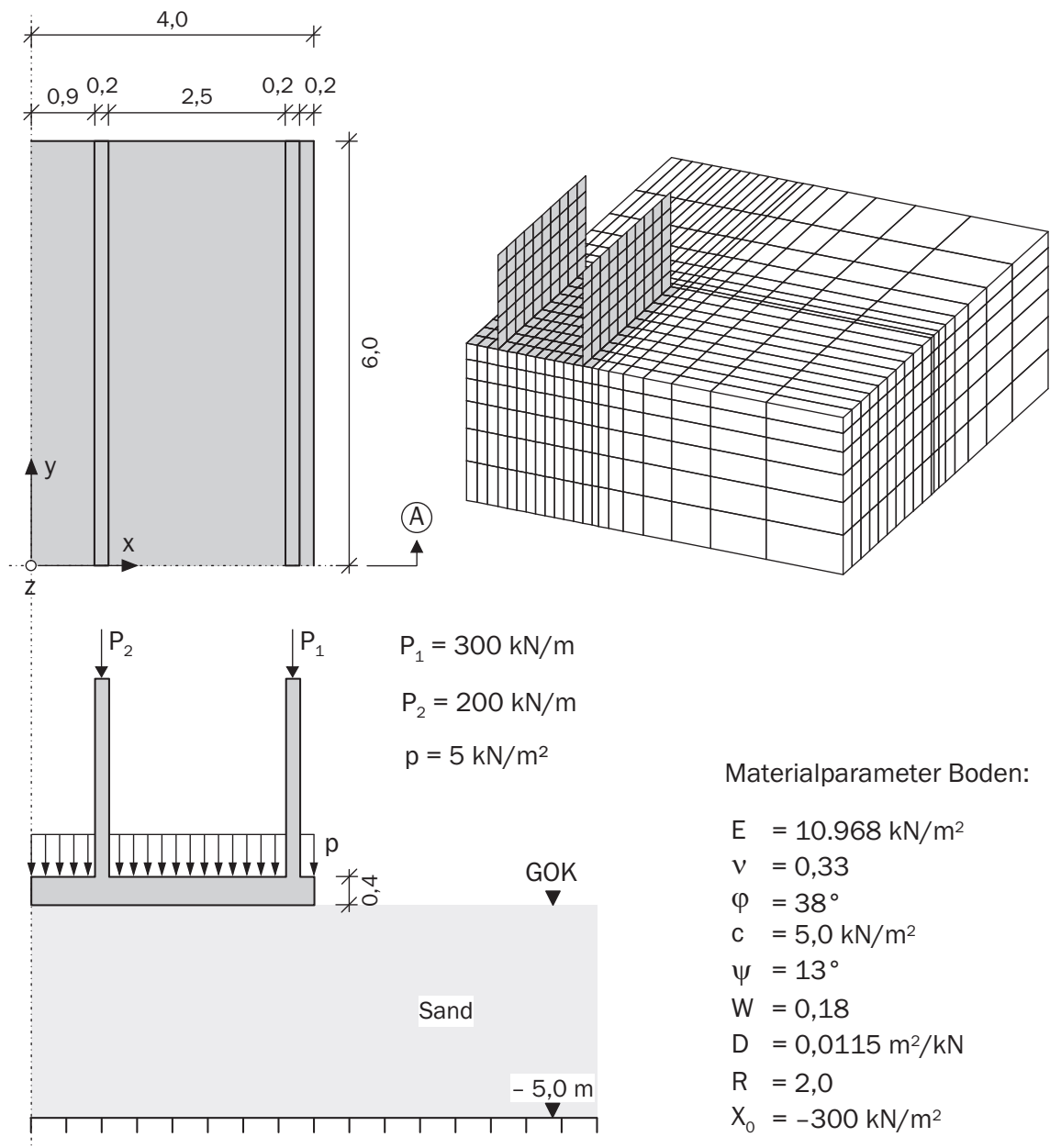


Bild 3.15: System, Materialdaten und Diskretisierung des räumlichen Fundaments

eine realistischere Setzungsmulde mit deutlicherem Krümmungswechsel abgebildet werden.

Ein erneuter Vergleich der Gleichungslöser und der CPU-Zeiten zeigte für dieses räumliche Beispiel ein verändertes Bild. Mit der Mittelwertbildung der Diagonaleinträge konnte kein Gleichgewicht mehr erzielt werden und die Berechnungen brachen frühzeitig ab. Die Berechnungszeiten mit dem unsymmetrischen Gleichungslöser und nach der Symmetrisierung glichen sich an. Bei Verwendung der Anfangssteifigkeitsmatrix ergab sich lediglich noch eine doppelt so lange CPU-Zeit im Vergleich zum dreifachen Wert beim ebenen Modell.

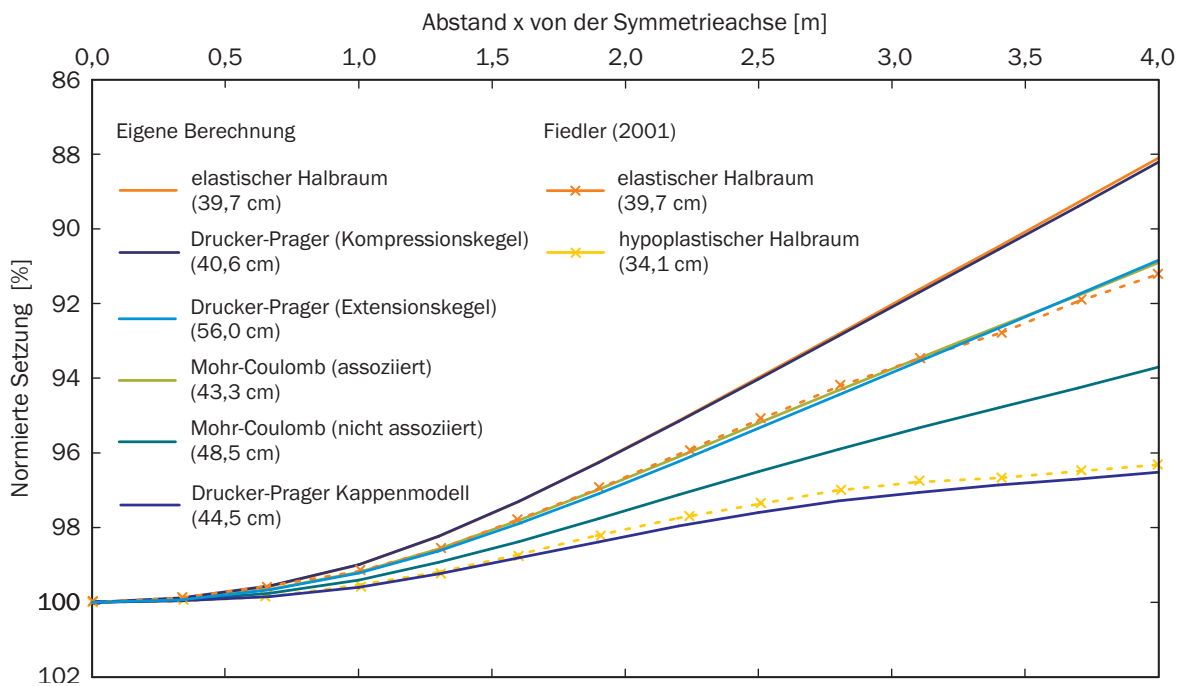


Bild 3.16: Normierte Setzungsverläufe aller implementierten Stoffgesetze im Vergleich

3.3 Bauwerksmodellierung

Für die Bauwerksmodellierung wird auf die bereits in FEMAS 2000 bestehende Element- und Materialformulierung zurückgegriffen, mit welcher nichtlineare Effekte treffend beschrieben werden können. Im Folgenden wird die Elementformulierung des verwendeten Schalenelementes wiedergegeben. Eine komprimierte Darstellung der grundlegenden Materialformulierung, auf welche durch ein Einbinden der Routinen zurückgegriffen werden kann, ist in Anhang C enthalten. Für detailliertere Angaben sei auf Andres (2004) und Wörmann (2004) verwiesen.

Das verwendete Schalenelement ASE4 ist ein isoparametrisches, vierknotiges Element, welches auf der schubweichen REISSNER-MINDLIN-Schubverzerrungstheorie finiter Rotationen basiert [Menzel 1996], [Montag 1997]. Die Schubverzerrungen werden konstant über die Schalendicke berücksichtigt. Die isoparametrische Formulierung beinhaltet die Beschreibung der Referenzkonfiguration und der Momentankonfiguration mit gleichen Variablen und durch LAGRANGE-Polynome gleicher Ordnung. Die Referenzkonfiguration stellt dabei den unverformten Anfangszustand dar und die Momentankonfiguration beschreibt den Deformationszustand. Bei diesem Element werden dazu drei globale, orthogonal-kartesische Koordinaten und zwei unabhängige Eulerwinkel verwendet. Die kinematischen Beziehungen werden mit Hilfe des GREEN'schen Verzerrungstensors und somit bezogen auf die Referenzkonfiguration formuliert. Konsistent dazu findet der 2. PIOLA-KIRCHHOFF'sche Spannungstensor Anwendung. Die Aufintegration der Spannungen ergibt die symmetrischen Pseudo-Normalkraft-, Momenten- und Pseudo-Querkrafttensoren, woraus durch Transformation die physikalischen Schnittgrößen ermittelt werden.

Zur numerischen Umsetzung der REISSNER-MINDLIN-Schalentheorie in eine FE-Formulierung wird das Prinzip der virtuellen Arbeiten herangezogen und somit die benötigte Linearisierung des Variationsprinzips durch die Linearisierung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen realisiert. Dazu erfolgt die Definition dreier Zustände:

- Ausgangszustand: unverformte und spannungsfreie Ausgangslage,
- Grundzustand: bekannter und ausiterierter Gleichgewichtszustand,
- Nachbarzustand: neuer unbekannter, um ein Inkrement erweiterter Gleichgewichtszustand.

Die bilinearen Ansatzfunktionen des vierknotigen Elementes ermöglichen aufgrund ihrer niedrigen Ordnung eine einfache Handhabung. Allerdings entsteht durch die Elementformulierung nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen im Rahmen einer reinen Weggrößenformulierung der unter Shear-Locking bekannte Effekt der Überschätzung der Schubsteifigkeit. Dem wird durch eine assumed-strain-Elementformulierung (woraus sich die Bezeichnung ASE des Elementes ableitet) nach Dvorkin & Bathe (1984) begegnet. Hierbei wird der Biegeanteil weiterhin nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebung formuliert. Die Schubverzerrungen werden hingegen nur in bestimmten Kollokationspunkten ausgewertet, so dass an diesen Stellen die Kinematik exakt erfasst wird. Die mittelflächenorientierte 2D-Schalentheorie ist durch das in Bild 3.17 dargestellte multi-layered-Schalenelement auf eine $2\frac{1}{2}$ D-Schalentheorie erweitert, so dass die physikalische Nichtlinearität auf Materialpunktebene berücksichtigt werden kann [Montag 1997]. Hierfür wird das finite Element in einzelne Betonschichten und verschmierte, uniaxial wirkende Bewehrungslagen unterteilt - ein so genanntes „Multi-Schichten-Modell“ [Zahlten 1990], [Montag 1997], [Krätzig 1997].

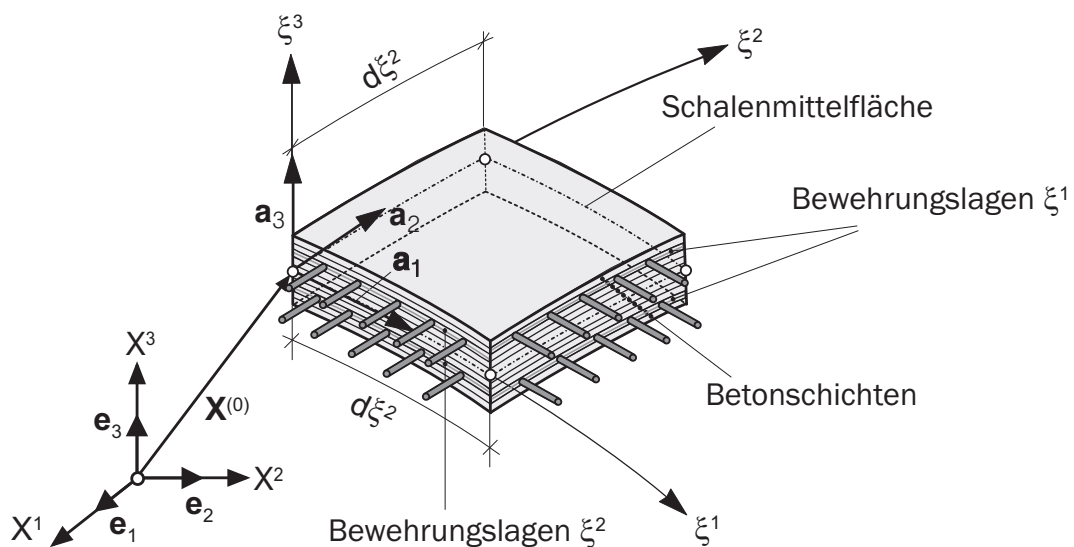


Bild 3.17: Verwendetes Schalenelement ASE4

3.4 Modellierung der Interaktion

3.4.1 Ganzheitliches Modell

Die Finite-Elemente-Methode ist ein leistungsstarkes numerisches Verfahren, durch welches vielfach erst die Berechnung komplexer Zusammenhänge ermöglicht wird. Wenn jedoch nicht einzelne Strukturen getrennt für sich untersucht werden sollen und im Besonderen wenn die drei Elemente Boden, Wasser und Luft für die Berechnung entscheidend sind, stößt die Finite-Elemente-Methode an ihre Grenzen. Die Abbildung der Ausdehnung dieser Bereiche impliziert eine immens höhere Datenmenge, wodurch entweder die Grenzen der Leistungsfähigkeit des Computers erreicht sind oder die Rechenzeit in unwirtschaftliche Höhen steigt. Wenn die Elemente hingegen ein umgebendes Medium darstellen und der interessierende Teil wesentlich kleiner ist, stellen diese lediglich eine Randbedingung dar. Eine Idealisierung z.B. für den Boden in Form eines behinderten Verschiebungsfreiheitsgrades kann dabei nur eine erste Näherung darstellen. Da analytische Fernfeld-Lösungen nur in den seltensten Fällen vorliegen, muss ein Verfahren herangezogen werden, mit welchem eine unendliche Ausdehnung eines Mediums abgebildet werden kann.

Zur Modellierung der Interaktion wird die beschriebene Boden- und Bauwerksmodellierung in einem FE-Modell zusammengefügt, wobei auf eine Kontaktformulierung verzichtet wird (Bild 3.18). Da das Modell für die Berechnung großer Strukturen ausgelegt wird, werden zur Abbildung des unendlichen Bodenhalbraums (des Fernbereichs) infinite Elemente zur Reduktion der Elementanzahl verwendet. In Kapitel 3.4.2 erfolgt eine Erläuterung der theoretischen Hintergründe. Somit ist auch eine spätere Erweiterung auf dynamische Analysen möglich. Die infiniten Elemente werden in dieser Arbeit nur in horizontaler Richtung angesetzt. In vertikaler Richtung wird aufgrund der Grenztiefenproblematik hierauf verzichtet. Auch bei Verwendung von infiniten Elementen kommt der korrekten Wahl des finiten Berechnungsausschnittes des Bodens (des Nahbereichs) eine große Bedeutung zu. Die getroffenen Annahmen werden in Kapitel 3.4.3 näher beschrieben. Die Diskretisierung des Modells kann sowohl in kartesischen als auch in polaren Koordinaten erfolgen.

Vielfach wird von der vereinfachenden Annahme eines homogenen Bodens ausgegangen. Dies trifft in der Realität jedoch nur in seltenen Fällen zu. Üblich ist eine Bodenschichtung, die aufgrund von Ablagerungsbedingungen nicht horizontal verläuft, sondern vielmehr schiefe Ebenen aufweist. Für die praktische Anwendung ist es deshalb sehr hilfreich, wenn die Bodenschichten im Rechenmodell unabhängig von der Netzwahl definiert werden können. Neben dem Finite-Elemente-Netz für die Bodenberechnung kann dann eine zweite unabhängige Vernetzung für die Bodenschichtung vorgenommen werden.

Einen solchen Algorithmus zur netzunabhängigen Beschreibung eines Multischichtenhalbraums entwickelte Mahran (2004). Dabei wird im Rahmen der Gauss-Quadratur für jeden Gauss-Integrationspunkt eines jeden finiten und infiniten Elementes abgefragt, in welcher Schicht er sich befindet. Dies geschieht über eine Volumenbestimmung. Jede Schicht wird als 8-Knoten-Volumenelement definiert. Zwischen dem Integrationspunkt P und den sechs Grundflächen der Quaderschicht werden jeweils sechs Pyramiden beschrieben (Bild 3.19). Übersteigt deren Gesamtvolumen dasjenige der Schicht, d.h. des Quadervolumens, liegt der Punkt außerhalb der Schicht und der Routinedurchlauf wird für die nächste definierte

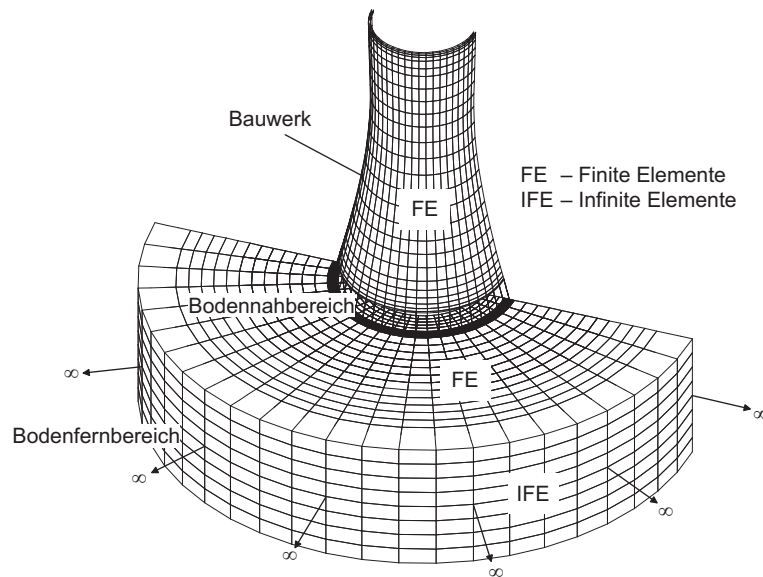


Bild 3.18: Ganzheitliche Finite-Infinite-Elemente-Diskretisierung

Schicht wiederholt. Dies geschieht solange, bis das Volumen identisch ist. Dann muss der Integrationspunkt zwangsläufig in der Schicht liegen und ihm werden die zugehörigen Materialeigenschaften zugewiesen. Da das ganzheitliche Modell von Mahran (2004) bisher nur auf elastischem Bodenverhalten aufbaut, war zur Berücksichtigung der nichtlinearen Bodeneigenschaften eine Erweiterung der Routinen notwendig.

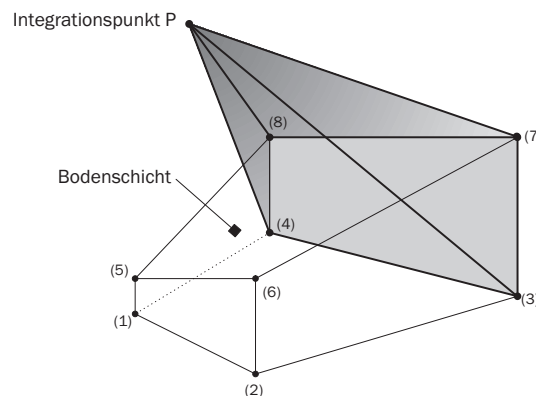


Bild 3.19: Vorgehen zur netzunabhängigen Beschreibung eines Multischichtenhalbraums nach Mahran (2004)

Eine netzunabhängige Bodenschichtung ermöglicht die Verwendung einer identischen Boden-Bauwerk-Diskretisierung für unterschiedliche örtliche Gegebenheiten. Da lediglich die Schichten neu zu definieren sind, ist es ohne großen Mehraufwand möglich, nachträglich weitere Informationen über den Baugrund zu berücksichtigen. Diese könnten beispielsweise durch erst im Laufe der Untersuchungen zusätzlich durchgeführte Bohrungen zur Verfügung stehen. Auch eine Sensitivitätsanalyse bei unsicheren Baugrundverhältnissen ist so mit nur wenigen Änderungen realisierbar.

3.4.2 Abbildung des unendlichen Halbraums mittels infiniter Elemente

Die gebräuchteste Form der Abbildung randloser Bereiche stellt die Rand-Elemente-Methode dar [Gaul & Fiedler 1997]. Gegenüber dieser Methode bietet jedoch die weniger verbreitete Infinite-Elemente-Methode den Vorteil der besseren Anpassung an die Gleichungsstrukturen der für die Bauwerks- und Bodenstruktur verwendeten Finite-Elemente-Modellierung. Insbesondere bei nichtlinearen und zeitvarianten Untersuchungen kann dies effizienter sein.

Der physikalische Hintergrund der Infinite-Elemente-Formulierung ist in der Beschreibung des infiniten Elementes durch zwei Arten von Formfunktionen zu sehen. Zum einen wird in unendlicher Richtung eine abnehmende Formfunktion für die Verschiebung eingesetzt und zum anderen eine in unendlicher Richtung zunehmende Geometriefunktion [El-Esnawy, Akl & Bazaraa 1995]. Hierdurch werden entgegen den sich in unendlicher Richtung zu Null abklingenden Verformungen die Ortsvektoren parallel unendlich. Bei der Beschreibung von Wellenausbreitungen in den Halbraum wird eine Reflektion der Wellenenergie am Übergang zwischen Nah- und Fernbereich vermieden [Wolf & Song 1996].

Die ersten infiniten Elemente wurden von Anderson & Ungless (1977) bzw. von Bettess & Zienkiewicz (1977) entwickelt. In der Folgezeit bildeten sich zwei verschiedene Elementtypen heraus. Die „mapped infinite elements“ entstehen durch Abbildung des finiten auf den infiniten Bereich [Beer & Meek 1981], [Zienkiewicz et al. 1981], [Zienkiewicz, Emson & Bettess 1983], [Marques & Owen 1984]. Hierfür müssen neue Formfunktionen aufgestellt werden, die numerische Integration kann jedoch mit Hilfe der gebräuchlichen GAUSS-LEGENDRE-Quadratur erfolgen. Bei den „decay function infinite elements“ bleibt die ursprüngliche Formfunktion des finiten Elements erhalten und wird lediglich mit einer Abklingfunktion multipliziert [Bettess 1977], [Bettess 1980], [El-Esnawy, Akl & Bazaraa 1995]. Dafür sind jedoch Anpassungen bei der numerischen Integration notwendig. Eine Zusammenstellung der wesentlichen Veröffentlichungen zum Thema ist Bettess (1992) und in Fortsetzung Bettess (2005) zu entnehmen.

Im deutschsprachigen Raum ist bisher wenig und nur in Teilgebieten mit infiniten Elementen gearbeitet worden. So setzte etwa Temme (1995) diese für rotationssymmetrische Strukturen ein, Pläßmann et al. (1999) für statische Belastungen oder Becker (2002) für zweidimensionale Verhältnisse. Erst Mahran (2004) benutzt eine allgemeine dreidimensionale Formulierung für sowohl statische als auch dynamische Problemstellungen und fügte sie in ein ganzheitliches Modell ein, welches die Grundlage dieser Arbeit darstellt.

Das verwendete dreidimensionale infinite Element besitzt nur eine infinite Richtung (Bild 3.20). Diese entsteht durch Multiplikation der Geometriefunktion des zweidimensionalen finiten Elementes in η, φ mit der Geometriefunktion des eindimensionalen Elementes in ξ :

$$M_i(\eta, \varphi, \xi) = M_i(\eta, \varphi) \bar{M}_i(\xi) \quad \text{mit} \quad \bar{M}_i(\xi) = \frac{1}{2} \left[(3 + \xi) - (1 + \xi) \left(\frac{x_{0i}}{x_i} \right) \right]. \quad (3.24)$$

Für die Verschiebungs-Formfunktion wird ein exponentiell abnehmender Term bei der

Multiplikation verwendet:

$$N_i(\eta, \varphi, \xi) = N_i(\eta, \varphi) \bar{N}_i(\xi) \quad \text{mit} \quad \bar{N}_i(\xi) = \left(\frac{2}{3 + \xi} \right)^\alpha. \quad (3.25)$$

Mit dem Exponenten α wird das Abklingverhalten gesteuert.

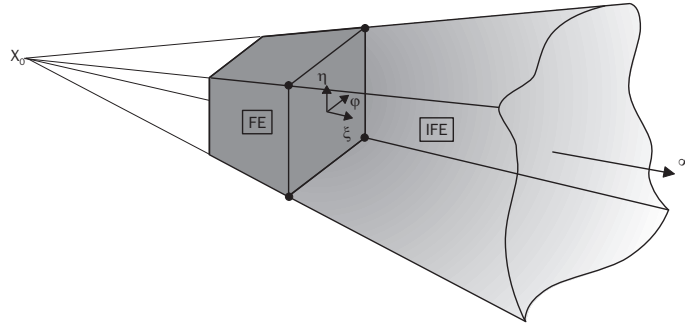


Bild 3.20: Verwendetes dreidimensionales infinites Element

Der Vorteil der gewählten Infinite-Elemente-Formulierung ist in der Gültigkeit der Formulierung sowohl für kartesische als auch für rotationssymmetrische konvektive Koordinatensysteme zu sehen, wodurch sie sich gut für die ebenfalls zur Anwendung kommende konvektive krummlinige Schalenformulierung eignet. Für Anforderungen bezüglich der Diskretisierung sei auf Mahran (2004) verwiesen.

Um die auch für die finiten Elemente verwendete übliche numerische Integration mittels GAUSS-Quadratur verwenden zu können, muss für die infinite Richtung - wie schon erläutert - eine Modifikation der Wichtungsfaktoren und Stützstellen erfolgen. Deren Herleitung wird im Folgenden kurz beschrieben. Die GAUSS-Quadratur bildet zwar den Überbegriff für verschiedenen Quadraturen, beschreibt jedoch abkürzend auch die am häufigsten verwendete GAUSS-LEGENDRE Integration.

Die GAUSS-LEGENDRE Integration gilt für das Intervall $[-1, +1]$. Da sich für das verwendete infinite Element bei einer Grenze von -1 nach Gleichung 3.25 die Formfunktion zu 1 ergibt, ist hingegen eine Integration von $[-1, \infty]$ notwendig. Es ist jedoch mittels einer Transformation möglich, das infinite in das finite Integral zu überführen. Der dem Verfahren zugrunde liegende Ansatz

$$\int_a^b f(x) dx = (b - a) \int_0^\infty f\left(\frac{a + bt}{1 + t}\right) \frac{dt}{(1 + t)^2} \quad (3.26)$$

ist Davis & Rabinowitz (1975) entlehnt und wird in Bettess (1980) für die Integration unendlicher Elemente erstmalig verwendet. Demnach ist

$$x = \left(\frac{a + bt}{1 + t} \right) \quad (3.27)$$

zu setzen und die in Gleichung (3.26) angegebene Umformung folgt mit Hilfe der Transformation:

$$\frac{dx}{dt} = \left(\frac{a + bt}{1 + t} \right)' = \frac{b(1 + t) - (a + bt) \cdot 1}{(1 + t)^2} = \frac{(b - a)}{(1 + t)^2}. \quad (3.28)$$

Für die GAUSS-LEGENDRE Integration sind nun speziell die Grenzen $a = -1$ und $b = 1$ anzusetzen. Die Funktion $f(x) = (t - 1)/(t + 1)$ transformiert den Bereich von $[-1, +1]$ auf $[0, \infty]$.

Für den vorliegenden Fall ist allerdings eine umgekehrte Vorgehensweise notwendig. Für einen infiniten Bereich $[0, \infty]$ wird die Transformation auf den finiten Bereich $[-1, +1]$ benötigt. Deshalb wird in Bettess (1980) als Ausgangspunkt das Integral $[0, \infty]$ mit einer Funktion in Abhängigkeit von t gewählt. Nach Umformung von Gleichung (3.27) erhält man

$$t = \left(\frac{1+x}{1-x} \right) \quad (3.29)$$

und mit der Transformation

$$\frac{dt}{dx} = \left(\frac{1+x}{1-x} \right)' = \frac{1 \cdot (1-x) - (1+x) \cdot (-1)}{(1-x)^2} = \frac{2}{(1-x)^2} \quad (3.30)$$

ergibt sich die Vorschrift:

$$\int_0^{\infty} f(t) dt = 2 \int_{-1}^{+1} f\left(\frac{1+x}{1-x}\right) \frac{dx}{(1-x)^2}. \quad (3.31)$$

Da jedoch der Elementknoten des infiniten Elementes bei $\xi = -1$ liegt und somit eine Integration schon ab -1 und nicht erst ab 0 benötigt wird, muss noch die Variable $\xi = t - 1$ definiert werden. Für diese bleibt die Transformation (dx/dt) identisch, jedoch ändert sich der Funktionswert in:

$$\xi = \left(\frac{1+x}{1-x} \right) - 1 = \left(\frac{2x}{1-x} \right). \quad (3.32)$$

Das infinite Element kann mit seinen Grenzen $[-1, \infty]$ somit auf das Intervall $[-1, +1]$ abgebildet werden:

$$\int_{-1}^{\infty} f(\xi) d\xi = 2 \int_{-1}^{+1} f\left(\frac{2x}{1-x}\right) \frac{dx}{(1-x)^2}. \quad (3.33)$$

Unter Verwendung der modifizierten Stützstellen

$$\hat{\xi}_i = \frac{2x_i}{1-x_i} \quad (3.34)$$

und Wichtungsfaktoren

$$\hat{W}_i = \frac{2W_i}{(1-x_i)^2} \quad (3.35)$$

kann somit auf die GAUSS-LEGENDRE Integration zurückgegriffen werden.

Die Steifigkeitsmatrix ergibt sich dann für den dreidimensionalen Fall zu:

$$\mathbf{K} = \int_{-1}^{\infty} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \Psi(\xi, \eta, \varphi) d\varphi d\eta d\xi = \sum_{i=1}^{n_i} \sum_{j=1}^{n_j} \sum_{k=1}^{n_k} \hat{W}_i W_j W_k \Psi(\hat{\xi}_i, \eta_j, \varphi_k). \quad (3.36)$$

Da in dieser Arbeit keine dynamischen Rechnungen durchgeführt werden, wird auf die Darstellung der Frequenzabhängigkeit des Elementes verzichtet. Hierfür sei auf Mahran (2004) verwiesen.

3.4.3 Identifikation des Berechnungsausschnitts

Bei der Wahl der Diskretisierung steht die Netzunabhängigkeit im Vordergrund. Für die Abbildung des Bodens bedeutet dies zusätzlich, dass der Berechnungsausschnitt so groß gewählt werden muss, dass eine Konvergenz der Setzungen eintritt.

Diese Forderung ist, wenn überhaupt, nur mit äußerst komplexen Stoffgesetzen zu erfüllen, welche neben einem spannungsabhängigen Steifemodul im Besonderen die „small strain stiffness“ berücksichtigen. Für alle anderen bleibt eine Abhängigkeit bestehen und es muss in vertikaler Richtung eine Grenztiefe gewählt werden, um die berechneten Setzungen zu begrenzen. Deshalb ist es zumindest bislang noch nicht sinnvoll, in vertikaler Richtung infinite Elemente anzusetzen. Für die horizontale Richtung sind diese hingegen sehr geeignet und werden im ganzheitlichen Modell an dieser Stelle verwendet.

Bei der Wahl einer Grenztiefe mit Hilfe des 20 %-Kriteriums müssten bei großflächigen Platten Gründungen Tiefen von 200 Metern und mehr abgebildet werden. Neben Problemen bei der Diskretisierung würden besonders für Modelle mit linear-elastischem Verhalten die Verformungen deutlich überschätzt. Für diese Größenordnungen ist die Abbildung des tiefenabhängigen Steifigkeitsverhaltens infolge des Primärspannungszustandes durch das Bodeneigengewicht zwingend erforderlich. Im Modell wird dies durch die Verwendung eines tiefenabhängigen Elastizitätsmodul nach Kapitel 2.1.3 berücksichtigt.

Um im Vorlauf der Berechnung die Tiefe abschätzen zu können, ab der es zu einem Konvergenzverhalten kommt, wurde ein vereinfachendes Verfahren entwickelt [Harte, Grunwald & Stopp 2009]. Der Boden wird hierfür in gleich große Lamellen d unterteilt. Im Mittelpunkt jeder Lamelle werden die Spannung nach Gleichung 2.78 und der zugehörige Steifemodul nach den Gleichungen 2.9 und 2.11 ermittelt. Wenn der Setzungszuwachs in der nächst tiefer liegenden Lamellenschicht d

$$\Delta s = \frac{\sigma_i}{E_i} d \quad (3.37)$$

eine Schranke von 0,5 % unterschreitet, wird die zugehörige Tiefe als Konvergenztiefe für die Setzung und somit als Grenztiefe festgesetzt. In einer programmtechnisch unterstützten Rechnung wurden die Konvergenztiefen für die unterschiedlichen Formulierungen des tiefenabhängigen Steifemoduls für Lamellenschichtdicken von einem Meter und von drei Metern und für Fundamentbreiten bis 100 Meter bestimmt. Die Ergebnisse sind in einem Diagramm aufgetragen und in Bild 3.21 für ein Seitenverhältnis von $L/B = 1,5$ dargestellt. Eine Lamellenschicht wird durch eine Elementreihe abgebildet. Die gefundene Formulierung ist unabhängig von der aufgebrachten Spannung.

Die mit diesem Verfahren erhaltenen Tiefen werden sowohl für Systeme mit elastischem als auch mit elasto-plastischem Materialverhalten verwendet. Sofern die im Rahmen des Messprogramms durchgeführten Setzungsmessungen abweichende Ergebnisse liefern, erfolgt eine Anpassung.

Werden keine infiniten Elemente in horizontaler Richtung verwendet, gilt es zu beachten, dass die Größe des Netzes in dieser Richtung ab der Fundamentaßenkante immer mindestens derjenigen in vertikaler Richtung entsprechen muss, da es andernfalls zu kei-

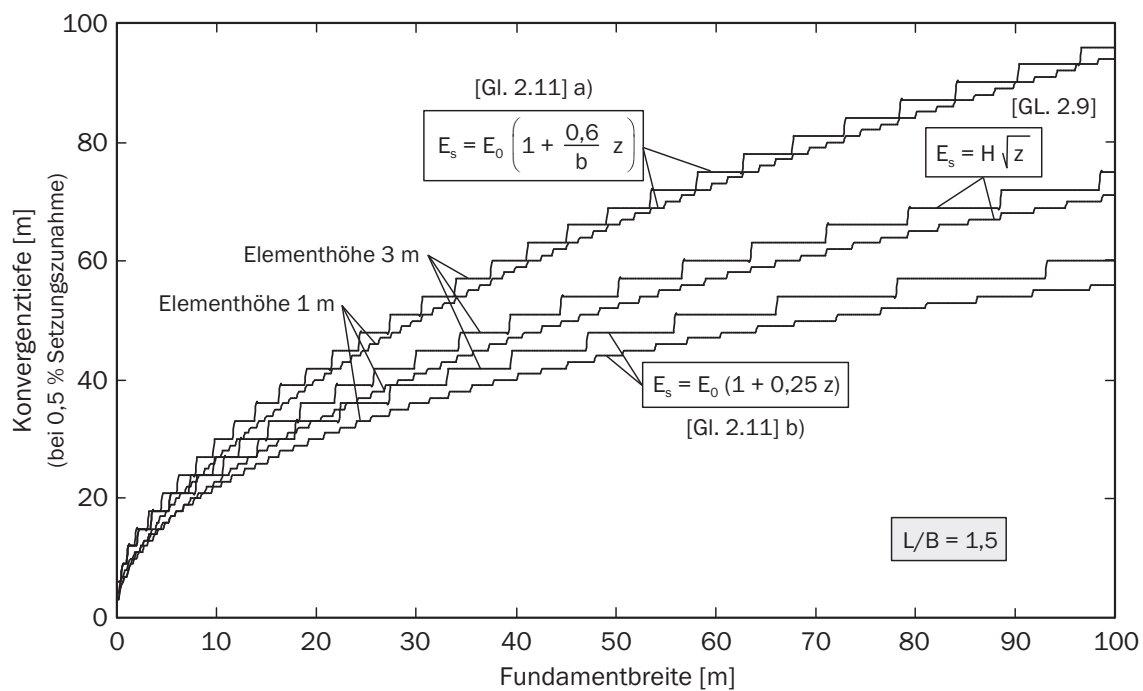


Bild 3.21: Konvergenztiefe für verschiedene Steifemodulformulierungen

ner weiteren Ausbreitung der Spannungen mehr kommen kann und sich ein konstanter Setzungszuwachs und keine Konvergenz ergäbe.

Kapitel 4

Messprogramm

Zur Untersuchung des Interaktionsverhaltens großflächig gegründeter Tragwerke wurde ein Messprogramm für den Neubau des Kraftwerksblocks R in Boxberg entwickelt. Dieser Standort bot sich neben der Konzeption einer durchgängigen und damit großflächigen Bodenplatte für die Hauptkomponenten hauptsächlich aufgrund des anzutreffenden annähernd homogenen Baugrunds an. Zuvor durchgeführte Untersuchungen für einen bereits bestehenden Block zeigten im Vergleich zu den prognostizierten Setzungen deutlich geringere gemessene Setzungen. Dies gilt im Besonderen für die Bereiche großer Einzellasten. Im Folgenden wird nach einem kurzen Einblick in den Funktionsablauf eines Kraftwerksblocks zur Klärung wesentlicher Begriffe das Messprogramm einschließlich der verwendeten Messtechnik detailliert erläutert.

4.1 Kraftwerkskomponenten

Ein Kohlekraftwerksblock setzt sich aus mehreren Komponenten zusammen. Als Hauptkomponenten werden der Kessel zur Dampferzeugung im Kesselhaus und die Turbine und der Generator zur Stromerzeugung im Maschinenhaus bezeichnet. Der im Kessel durch die Verbrennung der Kohle erzeugte Wasserdampf treibt die Turbine an, diese wiederum den Generator, wodurch letztendlich elektrischer Strom erzeugt wird. Der Dampf wird anschließend in einem wassergekühlten Kondensator wieder verflüssigt, um erneut im Kessel in Dampf überführt zu werden. Da für den Kessel Speisewasser benötigt wird, kommt für die Kühlung im Kondensator ein zweiter Wasserkreislauf zur Anwendung. Das bei der Kühlung des Speisewasserkreislaufs erwärmte, im Allgemeinen einem Fluss entnommene Wasser, wird in einem eigenen Kühlwasserkreislauf zum Kühlturm geleitet. In diesem wird es verrieselt und durch den im Turm aufsteigenden Luftzug rückgekühlt. Der Luftzug entsteht bei Naturzugkühltürmen hauptsächlich durch den Dichteunterschied der Luft an der offenen Unter- und Oberkante des Turms, der hierfür auf Stützen steht. Das im Becken, der Kühlturmtasse, gesammelte Wasser wird im Kühlwasserkreislauf erneut zum

Kondensator geführt. Hierbei muss Wasser nachgefüllt werden, da etwa 1 % des Kühlwassers beim Verrieseln verdunstet, was als Dampfschwaden sichtbar wird. Darüber hinaus ist ein regelmäßiger Austausch des Wassers zur Verhinderung von akkumulierten Salzen notwendig. Die beim Verbrennungsprozess anfallenden Rauchgase werden in einem eigenen Komplex gereinigt und entschwefelt (REA - Rauchgasentschwefelungsanlage) und anschließend durch den Kühlturm abgeleitet. Bild 4.1 verdeutlicht diesen Ablauf.

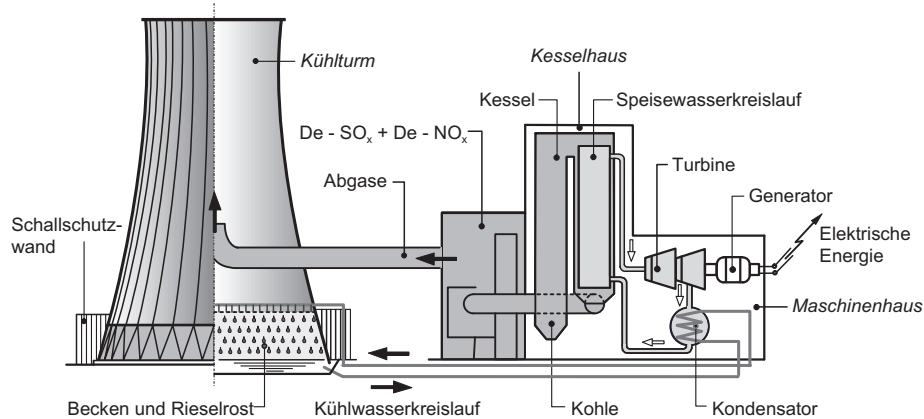


Bild 4.1: Systemzeichnung eines Kohlekraftwerksblocks nach Krätzig et al. (2007)

Im Rahmen dieser Arbeit kann nur jeweils eine kurze Zusammenstellung der benötigten Systemkennwerte der verwendeten Komponenten gegeben werden. Für einen tieferen Einblick sei auf die Literatur verwiesen, z.B. [Stirböck 1985], [VGB 1993a], [Dressel 2006], [Krätzig et al. 2007].

4.2 Konzept

Um über das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamtsystems Bauwerk und Baugrund für großflächig gegründete Tragwerke weitere Erkenntnisse zu erlangen, wurde für ein Kraftwerksfundament der Vattenfall Europe Generation AG am Standort Boxberg ein Messprogramm mit einem geplanten Messzeitraum von 10 Jahren entwickelt [Harte et al. 2010]. Aufgrund der Dimensionen fiel die Entscheidung auf die durchgängige Bodenplatte für Kessel- und Maschinenhaus. Hierbei standen für die Bau- und spätere Betriebsphase vor allem folgende Aspekte im Blickpunkt des Interesses:

- Verifikation der Anlagenlasten in den Kesselgerüststützen,
- Untersuchung der Last- und Zwangbeanspruchung der Bodenplatte, insbesondere im Durchstanzbereich unter den hochbelasteten Stützen des Kesselhauses,
- Bestimmung des tiefen- und belastungsabhängigen Setzungsverhaltens der Bodenschichten.

Die Aushubarbeiten für das Fundament begannen im Oktober 2006. Der Start der Betriebsphase des Kraftwerksblocks ist für 2011 geplant.

Für die Untersuchungen wurden drei Messbereiche definiert (Bild 4.2):

- Kesselstützensockel mit Messung der Betonspannung zur Ermittlung der Beanspruchungen aus den Kesselgerüststützen,
- Bodenplatte mit Messung der Dehnungen im Beton und Betonstahl sowie der Betonspannung,
- Baugrund mit Messung der horizontalen und vertikalen Verformungen und der Sohl-druckspannungen.

Zusätzlich erfolgen bauseitig turnusmäßige, geodätische Setzungsmessungen der Bodenplattenoberkante. Die Planung und Auswertung der Messungen für den Baugrund obliegt dem Erdbaulaboratorium Essen (ELE), die Durchführung derjenigen der Gesellschaft für Montan- und Bautechnik (GMB). Ein Großteil der Konzeption sowie die vollständige Auswertung für den Stützensockel und die Bodenplatte wird im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt.

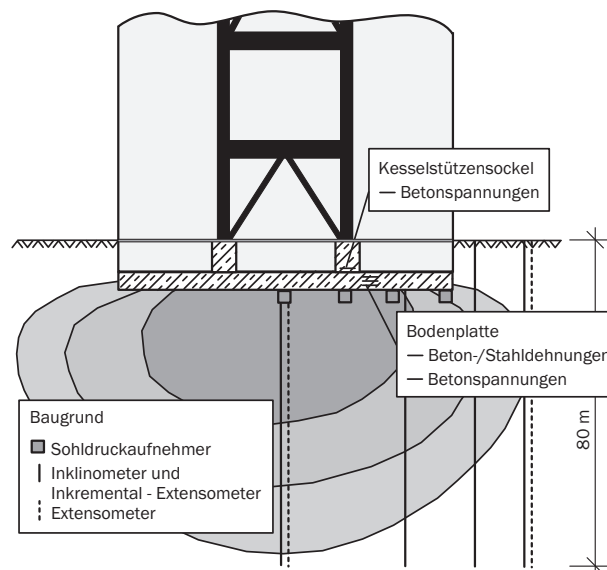


Bild 4.2: Aufteilung der Messungen in drei Messbereiche

Ein Langzeitmessprogramm erfordert die Auswahl zuverlässiger Messtechnik ohne Drift-, Alterungs- und Temperatureinflüsse, die zudem unter Baustellenbedingungen ausreichend robust ist. Die Zugänglichkeit der Aufnehmer ist aufgrund ihres Einbaus in das Bauteil bzw. in den Boden nicht möglich, so dass spätere Reparaturen oder Justierungen nicht durchführbar sind.

Zur Verifikation der in der statischen Berechnung angesetzten Anlagenlasten und gleichzeitig zur Ermittlung der den Verformungsmessungen gegenüberzustellenden Einwirkung werden die Lasten, die aus dem Kessel über die Gerüststützen abgetragen werden, messtechnisch bestimmt. Eine Messung mit Dehnungsmessstreifen (DMS) am Stahlgerüst würde unter Baustellenbedingungen bei einer Bauzeit von über zwei Jahren ab Aufstellung der Stahlstützen besonders im Hinblick auf die erforderlichen Sicherungsmaßnahmen einen großen Aufwand bedeuten. Auch wäre für den Innenbereich der Stütze eine

Zugänglichkeit nicht gegeben, da hier zwecks Korrosionsschutz ein Vakuum vorgehalten wird. Bedingt durch den Querschnitt der Stützen würden zudem eine Vielzahl an Messstellen benötigt. Auch auf den Betonstützensockel aufgeklebte Dehnungssensoren bieten aufgrund der indirekten Spannungsmessung keine Alternative. Die Schlussfolgerung von den gemessenen Dehnungen auf die gesuchten Spannungen werden bei Beton durch das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten und die Streuung der Materialparameter zusätzlich erschwert. Zudem wären dann nur Informationen von der Außenkante des Sockels verfügbar. Deshalb wurde auf eine Bestimmung der Spannungen im Querschnitt einer der Kesselstützensockel zurückgegriffen. Die Gesamtlast tritt hier komprimiert auf, und die Messtechnik ist erheblich einfacher zu schützen. Für die Messung der Druckspannungen im Beton bieten sich Druckkissen an. Diese sind neben dem klassischen Anwendungsgebiet der Sohldruckaufnehmer hauptsächlich aus Messungen von Spannungsänderungen im Fels- und Tunnelbau bekannt, wurden aber auch schon in massigen Betonbauteilen (z.B. im Schleusenbau) verwendet [Paul & Walter 2004]. Die Aufnehmer werden elektrisch ausgestattet, um für die Ermittlung der Kesselstützenlasten auf eine kontinuierliche Messung zurückgreifen zu können. Hierdurch sollen die zeitliche Entwicklung sowie gegebenenfalls auch Lastumlagerungen abgebildet werden. Eine pneumatische Ausstattung fällt aufgrund des Aufwandes für häufige diskrete Messungen sowie für die Leitungsführung durch den Beton aus. Letzteres hätte zudem zu große Störungen im Spannungszustand verursachen können. Es werden mehrere Kissen über den Querschnitt verteilt angeordnet, um eine ungleichmäßige Spannungsverteilung detektieren zu können.

Erkenntnisse über den Lastabtrag in der massigen Bodenplatte aus der Kesselstütze in den Baugrund sollen anhand von Dehnungsverteilungen über den Querschnitt an maßgebenden Stellen erlangt werden. Die Dehnungsverteilung wird aus Messwerten der Stahldehnung in der Biegebewehrung und der Betondehnung in der Plattenmitte und an der Bauteiloberkante bestimmt. Die Stahldehnungen werden in beiden Richtungen des Bewehrungsnetzes gemessen. Die Betondehnungen werden zusätzlich in der Dickenrichtung der Platte gemessen. Zur Untersuchung des räumlichen Abtrags werden Messungen in drei Achsen vorgenommen - ausgehend vom Mittelpunkt des Sockels jeweils um 45° versetzt. Zur Untersuchung der Durchstanzbeanspruchung im Gebrauchslastbereich werden zusätzlich Stahldehnungssensoren an der Durchstanzbewehrung appliziert. An jedem Messpunkt wird die Temperatur ermittelt. Aufgrund der notwendigen Langzeitstabilität unter Baustellenbedingungen werden Schwingsaitenaufnehmer gegenüber DMS vorgezogen. Zudem gestatten Schwingsaiten Messungen von Dehnungen über größere Messlängen, was für den inhomogenen Werkstoff Beton vorteilhaft ist. Ein kontinuierliches Auslesen der Messwerte ist auch hier gegeben. An einer Messstelle wird die geplante Sensorik durch die Übernahme der Sensorik für ein Kurzzeitmessprogramm ersetzt [Tue, Schlicke & Schneider 2009]. Hierdurch stehen auch zwei Aufnehmer zur Messung der Betonspannungen zur Verfügung.

Zur Bestimmung der Spannungsverteilung in der Sohlfuge werden Sohldruckaufnehmer angeordnet. Ihre Verteilung erfolgt sowohl hinsichtlich der Untersuchung des Setzungsverhaltens als auch zur Bestimmung der Einflussgrößen des Durchstanznachweises im Bereich der Kesselgerüststützen. Die Aufnehmer werden pneumatisch und ein Aufnehmer redundant sowohl pneumatisch als auch elektrisch ausgestattet.

Die Erfassung der horizontalen und vertikalen Verformungen des Bodens erfolgt anhand vertikal bis in eine Tiefe von 80 m in den Baugrund eingebrachter Messrohre. Die Einrichtung dieser Messstellen wird vor dem eigentlichen Baubeginn durchgeführt, so dass auch Hebungen aus dem Aushub bestimmt werden können. Die Horizontalverschiebungen werden über eine Inklinometersonde erfasst, welche in das Messrohr eingeführt wird. Messtechnisch werden hierbei die Neigungen des Führungsrohres über seine Länge aufgenommen. Für die Bestimmung der relativen Vertikalverformungen werden Inkremental-Extensometer eingesetzt. Den jeweiligen Bezugspunkt bildet hierbei der Kopfpunkt des Rohres auf der Fundamentoberfläche. Die Verfolgung der Lagekoordinaten dieser Kopfpunkte wird in das geodätische Messsystem eingebunden. Zur redundanten Ausführung werden an einzelnen Messstellen zusätzlich Extensometer angeordnet.

Um den Einfluss der Fundamentgröße und -belastung auf die Tiefenwirkung (Grenztiefe) abschätzen zu können und einen Maßstabeffekt der Ergebnisse zu vermeiden, werden zwei zusätzliche Fundamente mit geotechnischen Sensoren bestückt. Für die Messungen im Baugrund stehen somit folgende drei Fundamentgrößen zur Verfügung (Bild 4.3):

- Bodenplatte der Hauptkomponenten ($138,9 \times 83,0$ ($106,0$) $\times 3,8$ ($2,0$) m),
(Messungen im Bereich des Kesselhauses)
- Bodenplatte des REA-Schaltanlagegebäudes ($42,1 \times 11,9 \times 0,8$ m),
- Rohrbrückeneinzelfundament ($8,0 \times 3,3 \times 2,3$ m).

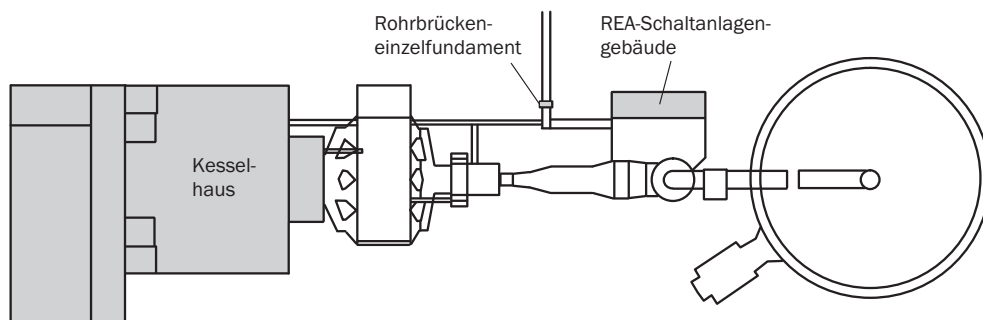


Bild 4.3: Lageplan der messtechnisch bestückten Fundamente

4.3 Geologische Verhältnisse

Der Bodenaufbau ist ausschließlich aus den seit 1961 durchgeführten Baugrunderkundungen bekannt. Die Identifizierung eines eindeutigen Schichtenverlaufs aus den vorliegenden Bohrprofilen ist nicht möglich. Die in den Jahren 2005 und 2006 durchgeführten Baugrunderkundungen für den Neubau Block R bestätigten jedoch die Ergebnisse der früheren Jahre [ELE 2006]. Demnach ist der anstehende Untergrund als nahezu homogen zu betrachten. Einlagerungen stehen hauptsächlich nur auf den ersten 20 m an, sie haben eine steife Konsistenz, zeichnen sich allerdings durch eine große Zusammendrückbarkeit aus. Da sie jedoch maximal einen Meter dick sind, im Schnitt nur wenige Dezimeter, tragen sie

zwar zur Verformbarkeit des Baugrunds, nicht aber zu einer Minderung der Tragfähigkeit bei. Die bestehenden Auffüllungen an der Bodenoberfläche von bis zu einem Meter mussten abgetragen und neu verfüllt werden. Das Kraftwerksnull befindet sich auf einer Höhe von 128,5 m ü. NN. Die durchgeführten Rammsondierungen und Standard-Penetration-Tests zeigten, dass unter der Auffüllung ein mitteldicht gelagerter Sand ansteht. Ab einer Tiefe von etwa 120 bis 115 m ü. NN geht dieser in einen sehr dicht gelagerten Sand bzw. Sand und Kies über. Im Wassereinzugsgebiet des Kraftwerks Boxberg kam es durch Tagebauarbeiten zu großräumigen Grundwasserabsenkungen. Aus dem Fortschreiten des Tagebaus resultiert ein Wiederanstieg des Grundwasserspiegels, der gegenwärtig etwa bei 104 m ü. NN. liegt und in den nächsten 20 Jahren mit 116 m ü. NN. prognostiziert wird. Stationär wird er sich bei 123 m ü. NN. einstellen.

Die bodenmechanischen Kennwerte der anzutreffenden Bodenarten werden aus dem Bodengutachten übernommen und sind als Auszug in Tabelle 4.1 wiedergegeben. Für den Steifemodul E_s ist zusätzlich auch der Wiederbelastungsmodul $E_{s,w}$ angegeben.

Bodenart	Wichte [kN/m ³] γ / γ'	Reibungswinkel [°] φ'	Kohäsion [kN/m ²] c'	Steifemodul [MN/m ²] $E_s / E_{s,w}$
Fein- bis Mittelsand, Mittelsand	19 / 11	30 - 33	0 - 10	30 / 70
Mittelsand, Mittel- und Grobsand	19 / 11	33 - 35	0	30 - 50 / 70 - 125
Kies und Sand	20 / 12	35 - 40	0	70 - 100 / 175 - 250
Grobschluff, Schluff	19 / 10	22,5 - 27,5	5 - 20	8 - 15 / 24 - 45
Torf, Torfmudde, Braunkohle	15 / 8	20	10 - 30	2 - 10 / 6 - 30

Tabelle 4.1: Bodenmechanische Kennwerte der anstehenden Bodenarten am Standort Boxberg nach ELE (2006)

4.4 Eingesetzte Messtechnik

4.4.1 Dehnungsmessungen

Funktionsweise Schwingsaitenaufnehmer: Die verwendeten Dehnungsaufnehmer beruhen auf dem langzeitstabilen Messprinzip der schwingenden Saite. Hierbei ändert eine in den Aufnehmer eingebaute vorgespannte Stahlsaite bei Längenänderung ihre Eigenfre-

quenz. Die Frequenz der Saite lässt sich wie folgt angeben [Hoffmann 2007]:

$$f_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{F}{ml}} \quad (4.1)$$

mit

f_0	Eigenfrequenz,
F	spannende Kraft,
m	Masse,
l	Länge.

Wird die Saite durch eine Längenänderung stärker gespannt, nimmt die Eigenfrequenz zu und umgekehrt. Unter Verwendung des HOOKE'schen Gesetzes und der Dichte ρ der Saite ergibt sich die Dehnung der Saite $\varepsilon_{\text{Saite}}$ nach Umformung zu:

$$\varepsilon_{\text{Saite}} = \frac{4l^2 \rho}{E} f_0^2 = C f_0^2. \quad (4.2)$$

Es besteht somit ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Dehnung und der Frequenz der Saite. Die sie verknüpfende saitenspezifische Konstante wird als Kalibrierfaktor C vor dem Einbau im Labor bestimmt. Dadurch kann aus der gemessenen Änderung des Eigenfrequenzquadrates direkt auf die Dehnungsänderung der Saite geschlossen werden. Die Saite wird intermittierend durch einen vom Empfangsgerät ausgehenden Gleichstromimpuls über ein Elektromagnetsystem zu einer Schwingung angeregt. Möglich ist auch ein kontinuierlicher Betrieb, der jedoch hauptsächlich bei dynamischen Messungen Verwendung findet. Die Frequenz wird während des Ausschlingens der Messsaite gemessen, wenn die mechanische Schwingung der Saite und die von ihr hervorgerufene elektrische Schwingung in der Magnetspule übereinstimmen. Diese wird am Empfangssystem gemessen, quadriert und mit Hilfe von Kalibrierprotokollen entsprechend Gleichung 4.2 in eine Dehnung umgewandelt. Da nur die Frequenz und nicht die Amplitude gemessen wird, ist das Messsystem unabhängig von Veränderungen elektrischer Größen und weist somit eine sehr gute Nullpunkt Konstanz auf.

Für das vorliegende Messprogramm werden als Dehnungsaufnehmer Sensoren des Typs GFVM 250/0,6 mit einer Messlänge von 250 mm und integriertem Thermistor verwendet [Glötzl 2009]. Die Stahl- und die Betondehnungsaufnehmer sind von gleicher Bauart. Unterschiede sind lediglich in Bezug auf die Befestigungsvorrichtung vorhanden. Bild 4.4 zeigt einen Stahldehnungsaufnehmer mit Befestigungsbolzen zum Anschweißen. Bei einem Betondehnungsaufnehmer befinden sich an der Stelle der Bolzen Ankerscheiben zum Anbinden. An einer Messstelle kommen für die Messung von Betondehnungen Schwingsaitenaufnehmer des Typs Geokon 4200 zum Einsatz [Geokon 2008].

Temperaturdehnungsverhalten Schwingsaitenaufnehmer: Zur Veranschaulichung des Temperaturdehnungsverhaltens des Aufnehmers wird ein Balken mit einem Material „Medium“ unter gleichmäßiger Temperaturerhöhung am Messort ΔT_0 betrachtet. Für die beiden Extremfälle „verformungsbehindertes System“ und „freiverformbares System“ werden die Dehnungen erläutert, welche jeweils an diesem gemessen werden (Tabelle 4.2).



Bild 4.4: Eingebauter Stahldehnungsaufnehmer

<p>$\varepsilon_{vorh} = 0$ $\sigma_{vorh} = -\alpha_{T_{Material}} \Delta T_0$</p>	<p>$\varepsilon_{vorh} = \alpha_{T_{Medium}} \Delta T_0$ $\sigma_{vorh} = 0$</p>
$\alpha_{T_{Saite}} = \alpha_{T_{Medium}}$	
$\varepsilon_{gem} = -\alpha_{T_{Saite}} \Delta T_0$	$\varepsilon_{gem} = 0$
$\alpha_{T_{Saite}} \neq \alpha_{T_{Medium}}$	
$\varepsilon_{gem} = -\alpha_{T_{Saite}} \Delta T_0$	$\varepsilon_{gem} = -(\alpha_{T_{Saite}} - \alpha_{T_{Medium}}) \Delta T_0$

Tabelle 4.2: Temperaturdehnungsverhalten eines Schwingensaitenaufnehmers

In einer ersten Näherung wird davon ausgegangen, dass das Ausdehnungsverhalten der Schwingensaite identisch mit demjenigen des Mediums ist. In einem vollständig verformungsbehinderten System sind real keine Dehnungen vorhanden, jedoch wird vom Aufnehmer eine Stauchung registriert. Die Endplatten, an denen die Schwingensaite befestigt ist, verschieben sich nicht. Allerdings wird die Schwingensaite erwärmt, was zu einer Abnahme der Vorspannung der Saite führt - anschaulich gesehen zu einem „Durchhang“ der Saite zwischen den festen Enden [Tue, Schlicke & Bödefeld 2007]. Eine schlaffere Saite besitzt eine niedrigere Eigenfrequenz und somit wird eine Stauchung gemessen. In einem frei verformbaren System wird hingegen die vorhandene Dehnung aus Temperatur nicht registriert. Die Endplatten werden durch die Ausdehnung des Betons auseinandergezogen, die Saite dehnt sich aber in gleichem Maße aus und beide Effekte heben sich auf. Es wird keine

Dehnung gemessen. Deshalb wird in diesem Zusammenhang von „temperaturkompensierten“ Aufnehmern gesprochen: Dehnungen aus gleichmäßiger Temperaturänderung werden nicht registriert, es werden nur spannungserzeugende Dehnungen gemessen.

Abschließend wird die Betrachtungsweise noch dahingehend erweitert, dass das Ausdehnungsverhalten von Saite und Medium nicht gleich ist. Bei einem verformungsbehinderten System ändert sich hinsichtlich der gemessenen Dehnungen nichts. Da keine Ausdehnung des Balkens auftritt, wird die Dehnung der Schwingsaite als Stauchung gemessen. Ist das System hingegen frei verformbar, heben sich die Anteile aus Dehnung des Mediums und gemessener Stauchung der Saite nicht mehr vollständig auf, sondern es wird die Differenzdehnung angezeigt. Ist der Ausdehnungskoeffizient der Saite mit $\alpha_{T_{Saite}} = 11,8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ größer als der des zu messenden Mediums, wie z.B. bei Beton, ist dies eine Stauchung, andernfalls eine Längung, da die Saite dann über ihre eigene Dehnung hinaus mitgezogen wird.

Bei Verwendung von Schwingsaitenaufnehmern errechnen sich somit die spannungserzeugenden Dehnungen ε_{σ} infolge einer Temperaturänderung am Messort ΔT_0 aus den gemessenen Dehnungen ε_{gem} , korrigiert um die Temperaturdehnung infolge zweier unterschiedlicher Ausdehnungskoeffizienten α_T von Saite und Medium:

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_{gem} + (\alpha_{T_{Saite}} - \alpha_{T_{Medium}}) \Delta T_0. \quad (4.3)$$

Um die im System tatsächlich vorhandenen Dehnungen ε_{vorh} zu erhalten, muss die Temperaturdehnung der Schwingsaite zum gemessenen Wert addiert werden:

$$\varepsilon_{vorh} = \varepsilon_{gem} + \alpha_{T_{Saite}} \Delta T_0. \quad (4.4)$$

4.4.2 Betonspannungsmessungen in der Bodenplatte

Spannungsberechnungen aus gemessenen Dehnungen haben den Nachteil, dass die Qualität der Berechnung entscheidend vom Wissen über die tatsächlich vorhandenen Materialkennwerte beeinflusst wird. Darüber hinaus werden Einflüsse aus Betonkriechen und Betonrelaxation nicht berücksichtigt. Durch die direkte Messung von Spannungen ohne Umweg über die Dehnungsmessung wird die Problematik, die bei Spannungsanalysen durch die Verrechnung von Dehnungsverläufen mit Materialkennwerten entsteht, vermieden. Dies gilt auch dann noch, wenn zur Registrierung der Spannung wiederum Dehnungsmessungen eingesetzt werden.

Für die Messung der Betonspannungen in der Bodenplatte werden „Stressmeter“ der MPA Braunschweig verwendet [Tue, Schlicke & Schneider 2009]. Die Funktionsweise des einaxialen Spannungsaufnehmers ist nach Rusack & Laube (2003) als Serienschaltung einer Kraftmessdose mit einem kraftschlüssig verbundenen Betonzylinder zu sehen (Bild 4.5). Beide sind seitlich von einem feuchtigkeitsdurchlässigen Rohr umgeben, welches innen und außen mit einer ebenfalls feuchtigkeitsdurchlässigen Folie bekleidet ist, so dass keine mechanische Verbindung mit dem umgebenden Beton besteht. Der Aufnehmer wird direkt vor dem Einbau mit dem Ortbeton befüllt. Somit wird ein gleicher Erhärungsgrad gewährleistet. Ein systematischer Messfehler tritt aufgrund der Steifigkeitsunterschiede

zwischen Aufnehmer und Beton auf (siehe hierzu auch Kapitel 4.4.3). Der Messfehler wird minimal, wenn der Elastizitätsmodul des Betons in etwa 30.000 N/mm^2 entspricht. Abweichungen der Betonsteifigkeit unterhalb der Kraftmessdosensteifigkeit sind weniger erheblich als oberhalb. Bei einem Messbereich von $\pm 2 \text{ N/mm}^2$ wird eine Genauigkeit von $\pm 10\%$ vom Messwert angegeben [Rusack & Laube 2003]. Um den Einfluss der hohen Steifigkeit der Kraftmessdose klein zu halten, ist das Hüllrohr etwa zehnmal so lang wie die Kraftmessdose selbst. Somit entspricht die Dehnsteifigkeit des Stressmeters nahezu derjenigen des umgebenden Betons.

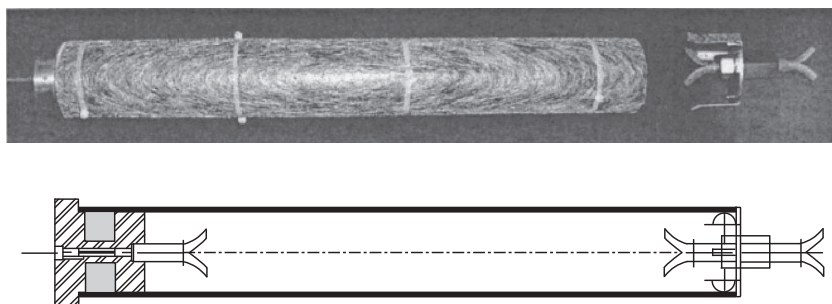


Bild 4.5: Ansicht und Aufbau eines Stressmeters nach Rusack & Laube (2003)

Mit Hilfe des Stressmeters ist es im Gegensatz zum laborgebundenen Reißrahmenversuch möglich, Zwangspannungen in-situ zu messen. Deshalb werden sie vor allem zur Messung der Temperaturspannungen infolge Hydratationswärme verwendet (z.B. [Plannerer 1998], [Rostásy et al. 2007], [Tue, Schlicke & Schneider 2009]). Für Langzeitmessungen ist der Einfluss von Spannungen aus Trocknungsschwinden und Quellen zu beachten.

4.4.3 Betonspannungsmessungen im Stützensockel

Funktionsweise: Die Spannungsmessung im Stützensockel erfolgt als direktes Spannungsmessverfahren nach dem Prinzip der Resonanzfrequenzmessung (siehe auch Kapitel 4.4.1). Der verwendete Spannungsaufnehmer EBVW 20/30 K75 setzt sich aus einem hydraulischen Druckkissen und einem angeschlossenen elektrischen Schwingsaitenaufnehmer mit integriertem Thermistor zusammen [Glötzl 2008]. Bild 4.6 zeigt eine Prinzipskizze. Das Druckkissen besteht aus zwei an den Rändern verschweißten Stahlplatten. Dazwischen befindet sich in einem geschlossenen System eine Hydraulikflüssigkeit. Diese reicht durch ein Verbindungsrohrchen bis an die Membran des elektrischen Aufnehmers. Bei Belastung des Druckkissens entsteht im System ein Innendruck und die Membran wird verformt. Dadurch wird eine angeschlossene vorgespannte Schwingsaite gestaucht, was eine Änderung ihrer Eigenfrequenz nach sich zieht. Aus der gemessenen Frequenz wird mit Hilfe von Kalibrierprotokollen ein Druck proportional zur Belastung berechnet.

Die Messung der Verformung der Membran könnte ebenfalls piezoelektrisch durch Messung der Spannung oder mittels DMS und Messung der Dehnung erfolgen. Die erste Variante bietet sich für dynamische Messungen, die letzte für Kurzzeitmessungen an. Für statische Langzeitmessungen in Beton sind hingegen Schwingsaiten am Besten geeignet [Hoffmann 2007].

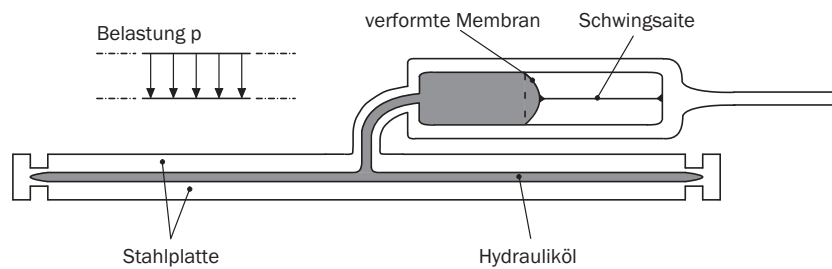


Bild 4.6: Messprinzip Druckkissen mit Schwingsaitenaufnehmer

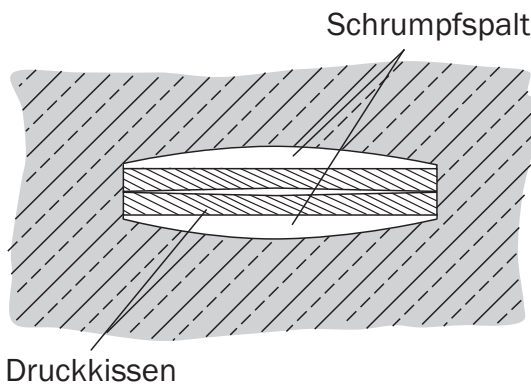


Bild 4.7: Schrumpfspalt nach Hydratationsphase des Betons (links) und Druckkissen mit Nachverpressvorrichtung (rechts)

Beim Einbetonieren der Spannungsaufnehmer besteht die Gefahr, dass sich aufgrund der Abbinde­temperatur des Betons auch das Kissen erwärmt. Durch die Erwärmung dehnt sich das Hydrauliköl aus und der noch nicht ausgehärtete Beton gibt nach. Geht die Temperatur nach dem Abbindevorgang zurück, zieht sich auch das Kissen zusammen und es verbleibt ein Spalt - der so genannte Schrumpfspalt - zwischen Beton und Druckkissen (Bild 4.7 links). Es besteht kein vollständiger Kontakt mehr und eine korrekte Spannungsaufnahme ist nicht mehr möglich. Deshalb wird zu jedem Druckkissen ein Nachverpressrohr verlegt, um einen entstandenen Hohlraum nach Erhärtung des Betons verpressen zu können. Das Rohr läuft um das Druckkissen herum und besitzt definierte Sollbruchstellen (Bild 4.7 rechts). An diesen kann das Verpressgut entweichen und den Spalt füllen. Eine Wiederholung des Nachverpressvorgangs ist nicht möglich.

Ausführung: Um lokalen Spannungsspitzen - ausgelöst durch Zuschlagskörner - zu begegnen, werden Druckkissen mit einer Kantenlänge von 20/30 cm gewählt. Gemäß des Lastniveaus der Kesselgerüststütze von 210 MN, was bei einer Querschnittsfläche des Sockels von 36 m² einer Flächenlast von im Mittel 5,8 MN/m² bzw. 58 bar entspricht, ist der Belastungsbereich des Kissens zu 0-75 bar gewählt. Die realisierbare Messgenauigkeit wird entscheidend von der Wahl des auftretenden Spannungsbereichs beeinflusst. Nach Paul & Walter (2004) können Spannungsänderungen zwischen ca. 20 % und 80 % des Nenn­drucks des Aufnehmers erfahrungsgemäß mit einem Fehler von < 5 % des Nenn­drucks des Aufnehmers gemessen werden. Für den vorliegenden Fall würde dies einen Spannungsbereich von 15-60 bar bei einem Fehler < 3,75 bar bedeuten.

Die Druckkissen wurden auf der schon erhärteten Bodenplatte eben im Mörtelbett verlegt und mittels gegenüberliegender Ösen fixiert (Bild 4.7 rechts). Der Anschluss an die aus Sicherheitsgründen bereits in der Bodenplatte verlegten Kabel erfolgte mittels einer Steckverbindung mit einem Hüllrohr und einer Epoxidharzverfüllung mit einem zusätzlich übergestülpten Schrumpfschlauch. Der Gefahr der Beschädigung der Kissen während des Betoniervorgangs durch grobe Zuschlagsstoffe wurde durch eine händisch aufgetragene Überdeckungsschicht der Kissen aus Beton begegnet. Aufgrund der geringen zur Verfügung stehenden Betonmenge und des Fehlens einer Abschalung des Sockels zu diesem Zeitpunkt wurden die Kissen nur einzeln überdeckt und es wurde keine Ausgleichsschicht über den Sockelquerschnitt aufgebracht. Nach Aushärtung des Sockels wurden die Druckkissen nachverpresst, da nur für zwei Kissen ein Kontakt nachgewiesen werden konnte.

Temperatureinfluss: Bei der Spannungsmessung mit Druckkissen können zwei Arten von Temperaturfehlern auftreten. Bauartbedingte Temperaturabhängigkeiten lassen sich auf den unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten von Hydrauliköl und Gehäuse zurückführen. Für einen Aufnehmer der Abmessung 20×30 cm kann von einem Temperatureinfluss von $0,1 \text{ kN/m}^2\text{K}$ ($0,001 \text{ bar/K}$) ausgegangen werden [Aufleger 1996]. Bedingt durch die Wechselwirkung von Aufnehmer und Beton treten zusätzlich Spannungen aus den unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten von Aufnehmer- und Umgebungsmaterial auf. Diese lassen sich im Allgemeinen über eine Gegenüberstellung von Spannungs- und Temperaturänderung bestimmen und belaufen sich nach Aufleger (1996) in Anlehnung an Prager (1974) zu:

$$\frac{\Delta\sigma}{\Delta T_0} = \frac{(10^{-6} - 10^{-7}) E_c}{1 \text{ K}}. \quad (4.5)$$

Bei einem Elastizitätsmodul des Betons E_c von 30.000 N/mm^2 würde dies in etwa $3,0 - 30,0 \text{ kN/m}^2\text{K}$ ($0,03 - 0,3 \text{ bar/K}$) entsprechen.

Die verwendeten Aufnehmer sind weitgehend temperaturunempfindlich [Prager 1974], [Hilmer et al. 1983]. Die Schwingsaite befindet sich in einem vakuumverschlossenen Raum. Im Datenblatt wird der Temperaturfehler mit $0,01 \text{ \% / K}$ v.E. (vom Endwert) und somit $0,0075 \text{ bar/K}$ angegeben [Glötzl 2008].

Steifigkeitsproblematik: Beim Einbau von Druckkissen in ein umgebendes Medium, in der Regel Baugrund oder Beton, tritt ein Steifigkeitsproblem auf. Aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten von Spannungsaufnehmer E_A und Beton E_c kommt es zu Spannungsumlagerungen im Störbereich, die je nach Steifigkeitsverhältnis E_A/E_c zu einer Über- oder Unterregistrierung im Gegensatz zum ungestörten Spannungszustand σ^* führen (Bild 4.8).

Aus vielfältigen Arbeiten zu diesem Thema, wie etwa Franz (1958), Prange (1965), Prager (1974), Magiera (1984) und Aufleger (1996), sind die wesentlichen Ergebnisse in Paul & Walter (2004) zusammengefasst. So kann der Einfluss der unterschiedlichen Steifigkeiten von Beton und Druckkissen durch die Dicke des Kissens minimiert werden. Im Grenzfall der eingebetteten Scheibe spielt die Elastizität keine Rolle mehr. Ein möglichst geringes Höhen- zu Breitenverhältnis (1:25) ist einzuhalten. Zusätzlich können mit entsprechender Ausführung der Randnähte mit einer Randnut die Spannungskonzentrationen

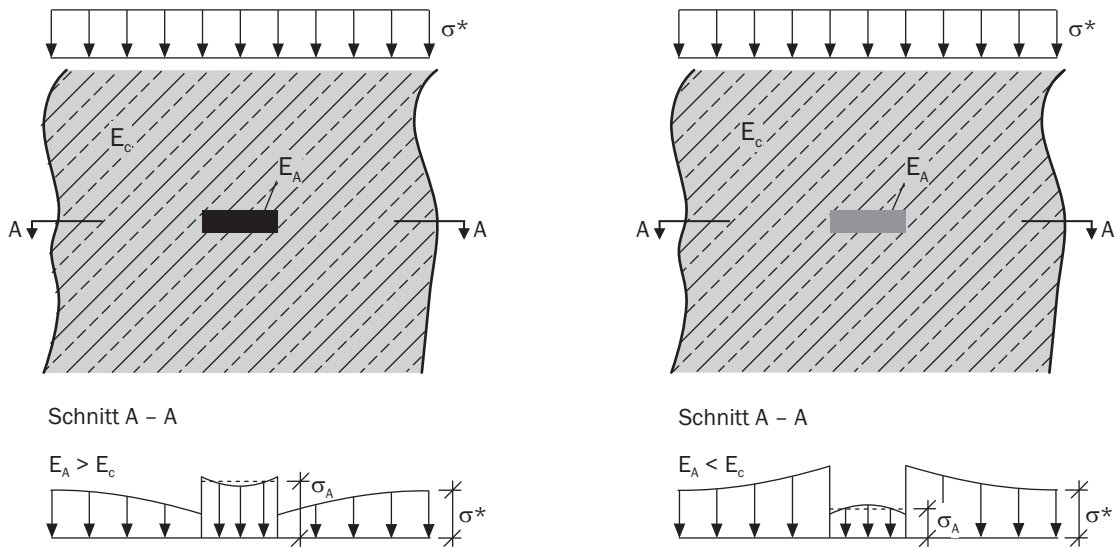


Bild 4.8: Überregistrierung (links) bzw. Unterregistrierung (rechts) des Spannungszustandes aufgrund unterschiedlicher Aufnehmersteifigkeiten

vermindert werden. Nach Untersuchungen von Aufleger (1996) hat die Lage des Ventils keinen messtechnisch nachweisbaren Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse. Die Steifigkeit der GLÖTZL-Aufnehmer entspricht etwa der von Beton [Franz 1958], [Prager 1974]. Die Steifigkeitsunterschiede spielen bei ausreichend dünnen Aufnehmern im Vergleich zur Qualität des Einbaus keine Rolle. Vielfach wird von einem großen Einfluss von Schubbeanspruchungen auf die Messergebnisse berichtet [Aufleger 1996].

4.4.4 Sohldruckmessungen

Zur Messung des Sohldruckes kommen Druckkissen zum Einsatz, die baugleich den Betonspannungsaufnehmern im Stützensockel sind (Kapitel 4.4.3), jedoch wird hier der Druck pneumatisch aufgenommen [Glötzl 2006]. Der Aufnehmer arbeitet nach dem Kompensationsprinzip im Gegensatz zum Deformationsprinzip des Betonspannungsaufnehmers mit Schwingsaitenaufnehmer. Der Aufnehmer ist mit einem Ventil ausgestattet, welches mit einer Luftdruckpumpe über eine pneumatische Leitung verbunden ist (Bild 4.9). Über diese wird ein Luftstrom auf das Ventil aufgebracht, das sich öffnet, wenn der Druck gleich oder geringfügig größer als der Innendruck des Druckkissensystems ist. Dieser Druck kann an einem Manometer abgelesen werden. Der Sohldruck errechnet sich aus der Differenz von Zuleitungsdruck p_M , abgelesen am Manometer, und Aufnehmerinnendruck p_0 , welcher sich aus der Aufnehmerc Vorspannung p_V , der Luftdrucksäule auf dem Aufnehmer p_H und dem Strömungsverlust p_L zusammensetzt:

$$\sigma = p_M - p_0 = p_M - (p_V + p_H + p_L). \quad (4.6)$$

Die Strömungsverluste in der Rohrleitung sind somit bereits in der Nullmessung enthalten und können damit eliminiert werden. Eine ausführliche Beschreibung ist Franz (1958) zu entnehmen. Der Vorteil von hydraulischen Sohldruckaufnehmern gegenüber Membran-

oder Kolben-Sohldruckaufnehmern ist in der deutlich flacheren Geometrie, der höheren Steifigkeit und der Robustheit gegenüber mechanischer Beschädigung und Feuchtigkeitseinflüssen zu sehen [Aufleger 1996].

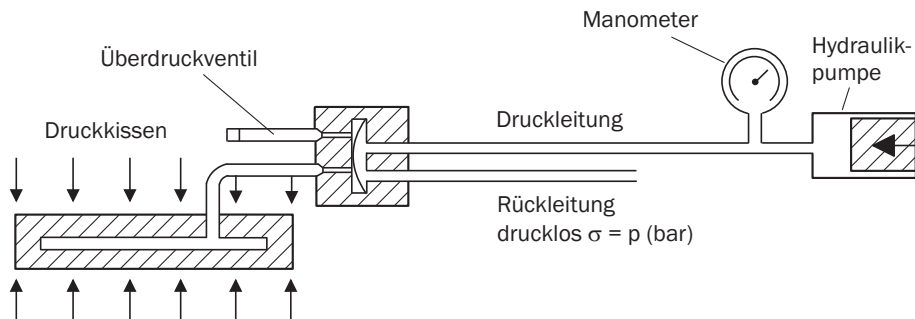


Bild 4.9: Messprinzip des Sohldruckaufnehmers nach dem Kompensationsverfahren nach Hilmer et al. (1983)

Die gewählte Druckkissengröße beträgt 20×30 cm und der Messbereich 0-10 bar. Die Auflösung der Messwerte bei Ventilgebern hängt von der Ansprech- und Steuerempfindlichkeit des Überdruckventils ab und beträgt $\pm 0,1\%$ des Messbereichsendwertes. Die Verlegung der Druckkissen erfolgte in einem 15 cm mächtigen Sandbett unterhalb der Sauberkeitsschicht, um Fehlmessungen durch Schwindspannungen im Beton zu vermeiden [Hilmer et al. 1983]. Ein Aufnehmer ist, wie bereits erwähnt, zusätzlich auch elektrisch mit einem Schwingsaitenaufnehmer ausgestattet.

4.4.5 Verformungsmessungen

Inklinometer und Inkremental-Extensometer: Die Messung der horizontalen Verformungen im Baugrund über die Tiefe erfolgt mittels Inklinometern. Hierfür wird in ein Bohrloch ein Nutrohr eingestellt und die Messringe im Abstand von 1,0 m gesetzt. Mit einer Sonde wird das Rohr schrittweise von unten nach oben abgefahren und die Neigung gegenüber der Lotrechten gemessen. Die Aufsummierung der gemessenen Neigungen vom Fußpunkt aus liefert im Vergleich mit der geodätischen Kopfeinmessung den Verlauf der horizontalen Verschiebungen des Baugrundes über die Tiefe (Bild 4.10). Die Verrohrung wird gleichzeitig für die Bestimmung der vertikalen Verschiebung mittels Inkremental-Extensometern genutzt. Diese können kombiniert mit den Neigungsmessern im Bohrloch im festgelegten Abstand kontinuierlich über die Tiefe messen. Es wird hierfür eine neuartige Bohrloch-Streckenmesssonde verwendet [Haberland & Glötzl 2006], für die im Rahmen des Messprogramms ein nicht zu vernachlässigender Einfluss eines Sonden- oder Bearbeiterwechsels festgestellt wurde [Vittinghoff, Placzek & Schneider 2008]. Durch eine gleichzeitige Messung der drei Messachsen ist eine getrennte Befahrung des Messrohres für sowohl Inklinometer als auch Inkremental-Extensometer zu umgehen. Die beiden horizontalen Messachsen sind um 90° versetzt. Die Messung erfolgt als Doppelmessung mit Umschlagsmessung. Für die Bodenplatte des Kesselhauses beträgt die Tiefe des Bohrlochs 80 m und für das REA-Schaltanlagegebäude 40 m.

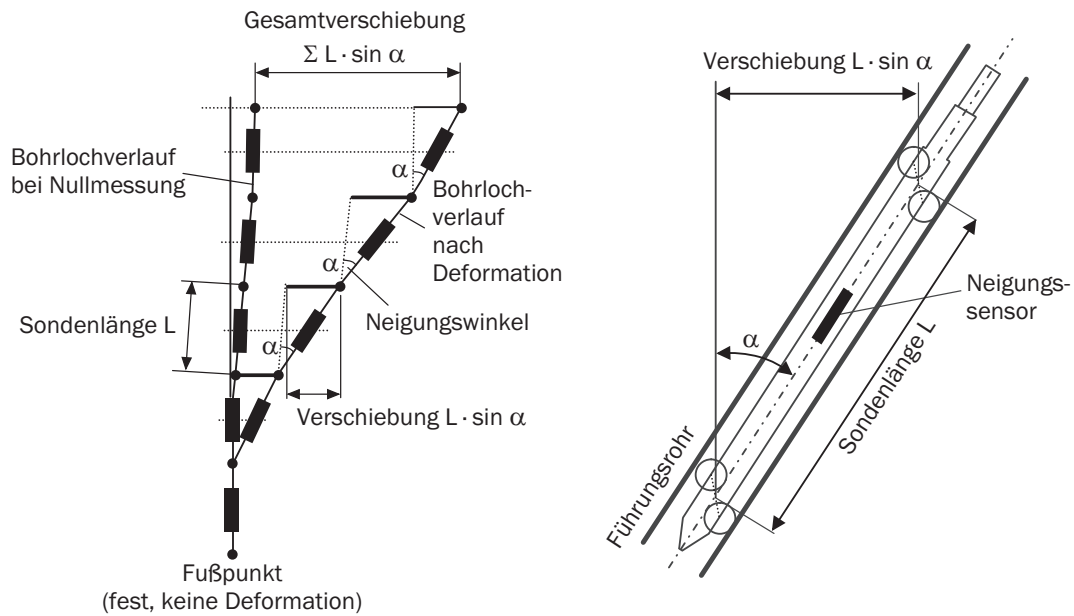


Bild 4.10: Messprinzip und Aufbau einer Neigungsmesssonde nach Glötzl (1994)

Mehrfachstangenextensometer: Zur redundanten Bestimmung der Vertikalverschiebungen werden zusätzlich Mehrfachstangenextensometer verwendet. Hierzu wird ein Hüllrohr in den Baugrund eingebracht. In diesem wird eine Extensometerstange am tiefsten Punkt im Erdreich verankert. Am Extensometerkopf wird die Relativverschiebung zwischen dem Messkopf und der im Erdreich verankerten Extensometerstange mittels elektrischer Wegaufnehmer gemessen. Bei einem Mehrfachstangenextensometer werden mehrere solcher Extensometerstangen mit unterschiedlichen Tiefenendpunkten zusammengefasst. Für die Bodenplatte des Kesselhauses werden die Tiefenstufen zu 20, 30, 40, 60 und 80 m und für das REA-Schaltanlagegebäude zu 10, 15, 20, 30 und 40 m gewählt.

Zur Bestimmung der Verformungen infolge des Aushubs und der Bodenplattenbetonage werden alle Wegaufnehmer nach einer Nullmessung von der Geländeoberkante (GOK) aus im Zuge des Aushubs bis auf die Baugrubensohle zurückgebaut, um vor der Betonage der Platte bis zur Oberkante der Bodenplatte wieder aufgebaut zu werden.

4.4.6 Temperaturmessungen

Die Temperaturen werden mit Hilfe von Widerstandsthermometern bestimmt, welche die Temperaturabhängigkeit des elektrischen Widerstands von Leitermaterialien ausnutzen. Hierbei wird zwischen Heiß- und Kaltleitern unterschieden. Heißleiter sind Strom leitende Materialien, die bei hohen Temperaturen Strom besser leiten als bei tiefen. Indem mit steigender Temperatur ihr elektrischer Widerstand sinkt, besitzen sie einen negativen Temperaturkoeffizienten (**N**egative **T**emperature **C**oefficient), weshalb sie auch kurz NTC-Sensoren genannt werden. Hierunter fallen die Thermistoren, deren Bezeichnung sich aus den Begriffen „thermal“ und „resistor“ zusammenfügt. Das Gegenteil von Heißleitern sind Kaltleiter (PTC-Widerstände), die bei geringer Temperatur besser leiten und einen

positiven Temperaturkoeffizienten haben. Zu dieser Kategorie zählt der PT100. Dieser Temperaturfühler ist aus Platin und besitzt bei 0 °C einen Widerstand von 100 Ω, woraus sich sein Name ableitet.

4.4.7 Messwerterfassung und -bereinigung

An den einzelnen Fundamenten sind die elektrischen Aufnehmer mit einem Datenlogger (Typ MDL41 bzw. Typ MFM71) des Fabrikats GLÖTZL ausgestattet. Der Logger für die Sensoren der Bodenplatte der Hauptkomponenten umfasst dabei 100 Kanäle. Die Messdatenerfassung aller geotechnischer Sensoren erfolgt in einem 2-stündigen Zyklus, diejenige der Sensoren der Bodenplatte vor Beginn der Stahlarbeiten am Kesselgerüst in einem 4-stündigen, danach in einem 1-stündigen Zyklus. Das Auslesen der Daten geschieht in regelmäßigen Zeitabständen mit einem tragbaren PC bzw. für die Messdaten der Bodenplatte mit der Bereitstellung eines Telefonanschlusses im Januar 2008 per Fernabfrage über ein analoges Modem. Alle Zeitangaben der Messungen der Bodenplatte beziehen sich auf die mitteleuropäische Sommerzeit (MESZ). Ein Messzyklus zur Abfrage der 100 Kanäle dauert lediglich eine Minute. Die Datenverwaltung wird über das Programm GKSPRO realisiert [Stolp & Pönitz 2006]. Der Datenexport erfolgt im EXCEL-Format. Die nicht-elektrische Bodensensorik wird händisch zu diskreten Zeitpunkten, in Anlehnung an den Baufortschritt, ausgelesen.

Bei den ausgelesenen Messwerten treten sporadisch stark abweichende Einzelwerte auf, die einem Messwertfehler zuzuordnen sind und mit einer funktionalen Routine eliminiert werden. Zunächst wird über die gesamte Messreihe die jeweilige Differenz zweier benachbarter Messwerte bestimmt und daraus das Differenzmittel gebildet. Dieses dient später als Schranke für die Beurteilung der Qualität der Messwerte. Durch Multiplikation eines zunächst beliebigen Faktors mit der mittleren Differenz ist es möglich, die Schranke anzupassen. Des Weiteren wird festgelegt, wie viele aufeinanderfolgende Messwerte maximal als ungültig eingestuft werden dürfen, bzw. ab welcher Anzahl von einem Sprung in der Messreihe auszugehen ist. Mit diesen Parametern wird die Messreihe überprüft, ungültige Messwerte werden gelöscht und diese anschließend durch eine Interpolation der benachbarten, gültigen Messwerte ersetzt. Nach Betrachtung eines Kontrolldiagramms werden die Parameter gegebenenfalls kalibriert und der Vorgang wiederholt, bis die Bereinigung auf die Messreihe abgestimmt ist.

4.5 Messtechnisch bestückte Fundamente

4.5.1 Kesselhaus

Bauwerksbeschreibung: Die Bodenplatte der Hauptkomponenten besitzt Abmessungen von etwa 140 m in der Länge und 83 bzw. 106 m in der Breite bei einer Dicke von 2,0 m im Bereich des Maschinenhauses (MH) bis 3,8 m im Bereich des Kesselhauses (KH) (Bild 4.11). Die Hauptlasten bilden die beiden 128 m hohen Treppentürme (TT West bzw. TT Ost) sowie die über vier Betonsockel in die Bodenplatte eingeleiteten Lasten aus

dem Kessel inklusive Stahlgerüst. Der Kessel hängt oben in diesem Gerüst, welches über vier 3×3 m Stahlstützen, die über einen K-Verband verbunden sind, die Last durch die Kellerdecke wiederum in die vier 6×6 m Betonsockel einleitet (Bild 4.12). Die Bemessungslast einer Kesselstütze (KST) beträgt 210 MN. Für die untere Biegezugbewehrung wurden in diesem Bereich bis zu 20 Lagen $\varnothing 28/15$ bestimmt, für die obere Bewehrung 7 Lagen $\varnothing 28/15$. Die charakteristische Lastgröße aus Eigengewichtslasten und Nutzlasten (reine Betriebslasten) beträgt für eine Kesselstütze etwa 105 MN bei einer Aufteilung G/Q_{Betrieb} von 70/30, für einen Treppenturm im Mittel etwa 144 MN bei einer Aufteilung von 95/5.

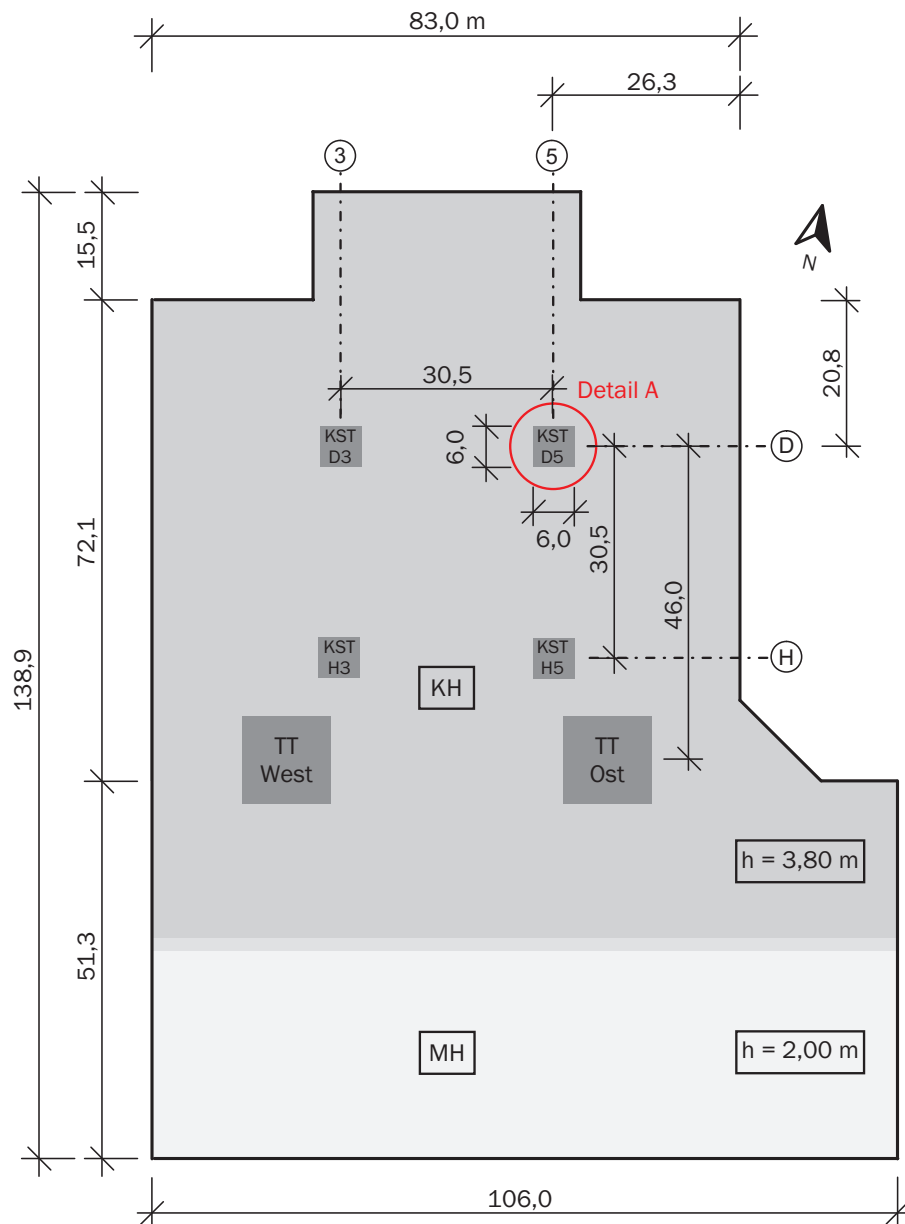


Bild 4.11: Vereinfachter Grundriss der Bodenplatte von Kessel- und Maschinenhaus (für Detail A siehe Bild 4.14)

Bauphasen: Die Aushubarbeiten auf ein Niveau von -10 m unter GOK begannen im Oktober 2006. Die Betonage der Bodenplatte wurde in vier Abschnitten realisiert und erstreckte sich über einen Zeitraum von einem Monat. Beide Treppentürme wurden zeitgleich errichtet, wobei der Kletterbeginn zeitlich vor der Betonage des Bereichs des Kesselhauses im März 2007 lag. Einen Eindruck hierzu vermittelt Bild 4.13. Es ist erkennbar, dass bereits im Bereich des Maschinenhauses mit den Stahlbetonarbeiten begonnen wurde, bevor die Bodenplatte im Kesselhaus betoniert war. Hieran sei exemplarisch die komplexe Lastsituation bei der Errichtung des Gesamtgebäudes gezeigt. Auf eine Darstellung der Bauphasen nach der Betonage der Bodenplatte wird verzichtet und auf die entsprechenden Stellen der Berechnungen mit Angabe wichtiger Bauereignisse verwiesen.

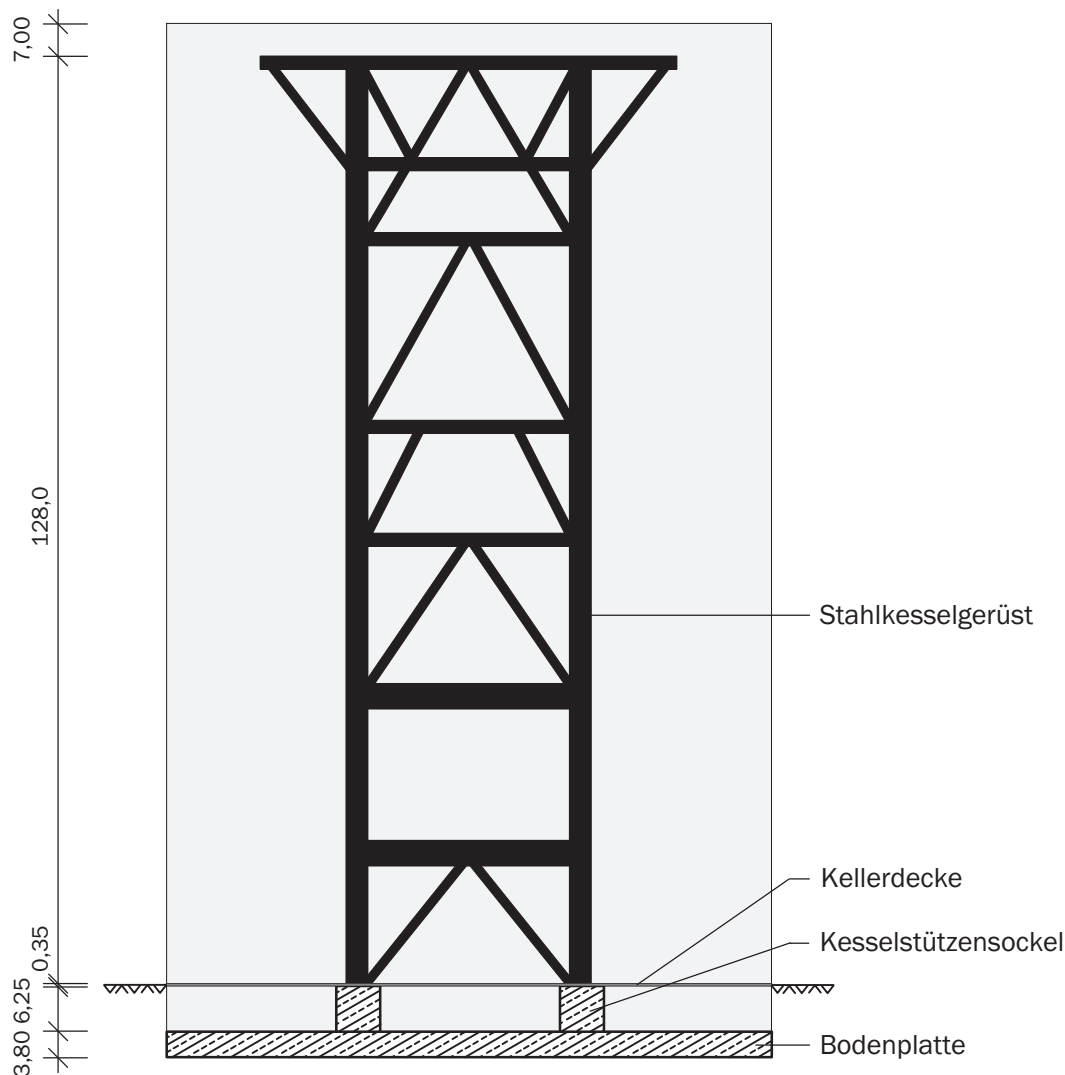


Bild 4.12: Querschnitt durch das Kesselhaus

Messtellen und Messtakt: Für die messtechnische Bestückung wurde im Hinblick auf den Abstand zu den Treppentürmen sowie den zeitlichen Bauablauf der Bereich des Kesselstützensockels D5 ausgewählt. Die relative Lage des Sockels auf der Bodenplatte sowie dessen Abstand zu den restlichen Hauptlasten ist Bild 4.11 zu entnehmen.



Bild 4.13: Gesamtansicht der Bodenplatte (links) und Beginn des Kletterns der Treppentürme (rechts)

Die Spannungsaufnehmer werden zur Ermittlung der Kesselstützenlast im Fuß des Kesselstützensockels installiert. Diese Anordnung bietet neben der bauablauftechnischen Machbarkeit den Vorteil, die direkte Druckverteilung auf die Platte und somit einen wichtigen Ausgangswert für die Untersuchung der Bodenplatte zu liefern. Zur Ermittlung der flächenhaften Abtragung werden neun Aufnehmer im 3×3 Raster über den Sockelquerschnitt verteilt angeordnet. Die genaue Lage sowie die Bezeichnung der Aufnehmer ist in Bild 4.14 dargestellt.

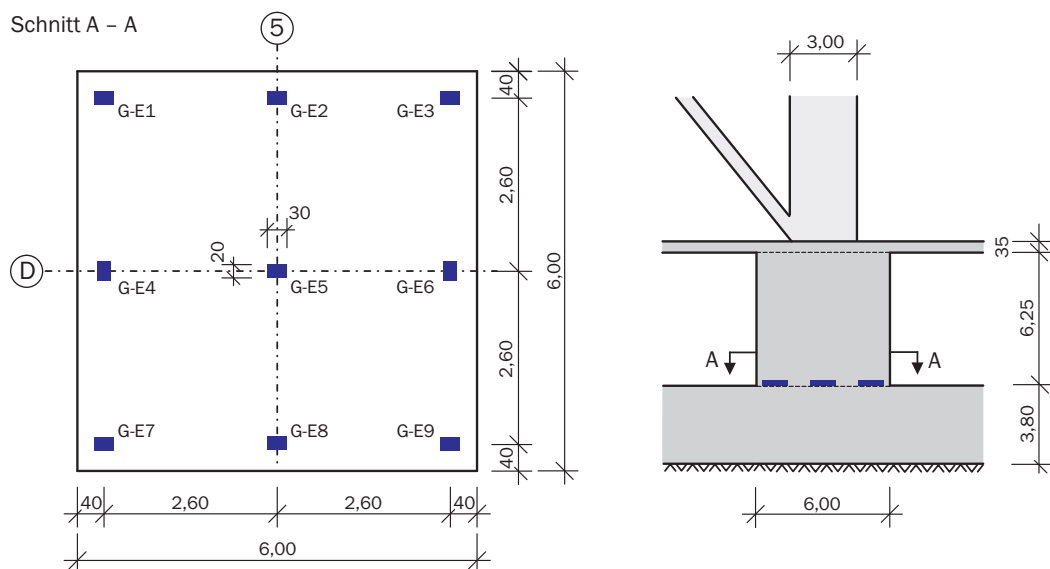


Bild 4.14: Anordnung der Messstellen im Sockelfuß - Detail von Bild 4.11

Zur Bestimmung des räumlichen Lastabtrags werden drei Messachsen herangezogen. Zur Ermittlung des Abtrags über die Seite wurden die Achse D in östlicher und die Achse 5 in nördlicher Richtung ausgewählt. Hier liegen Bereiche mit möglichst geringer Beeinflussung durch anderweitige große Lasten vor - wie etwa die der Kohlemühlen. Da davon auszugehen ist, dass über die Ecken der Quadratstützen ein abweichender Lastabtrag vorhanden ist, wird zusätzlich die Diagonale nordöstlich der Stütze hinzugenommen.

Die Kennzeichnung der Messpunkte erfolgt entsprechend Bild 4.15 und besteht aus:

- der Abkürzung für den Dehnungssensor (DS) oder den Spannungssensor (SS),
- seiner Ausführung für Beton (-B) oder Stahl (-S),
- der Nummer der Messstelle (MST), wobei die Nummerierung an der Kesselstütze beginnt und zuerst die 4 Messstellen auf der Hauptachse 5 festlegt, dann die beiden Messstellen auf der Diagonalen und zuletzt die Messstelle in der Hauptachse D bezeichnet
- und abschließend jeweils aus einem Kleinbuchstaben für die Lage der Messstelle innerhalb der Platte (unten = u, Mitte = m, oben = o) und der Ausrichtung (West-Ost = x, Süd-Nord = y, Plattenhöhe = z) für die Messstellen 1-6 bzw. eine Meterangabe von Plattenunterkante für die Messstelle 7.

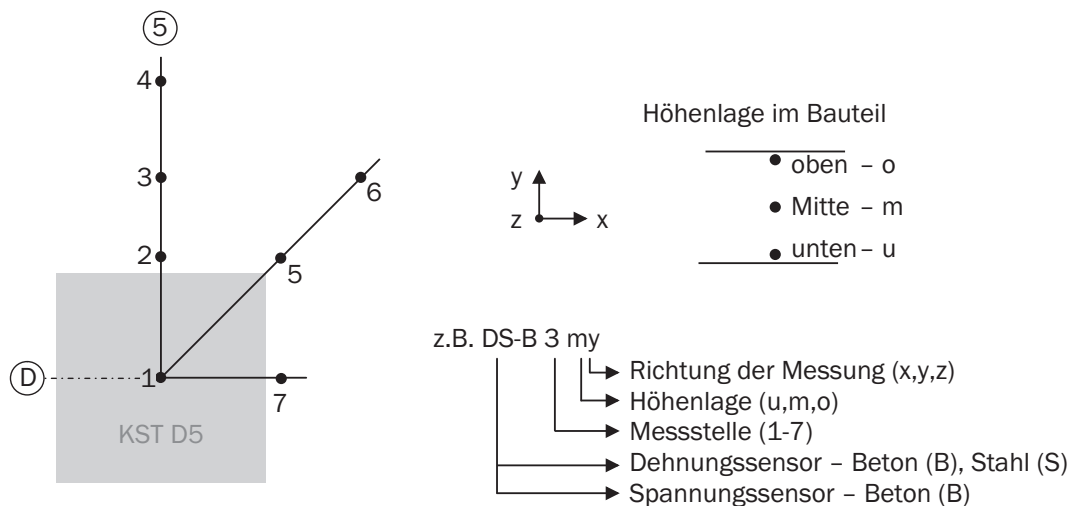


Bild 4.15: Kennzeichnung der Messpunkte für die Sensorik der Bodenplatte

Im Vergleich zu den Messstellen 1 - 6 mit drei Aufnehmern über die Plattendicke stehen an MST 7 acht Dehnungs- und Temperatursensoren und zudem zwei Spannungsaufnehmer an Plattenoberkante und in Plattenmitte zur Verfügung (Bild 4.16). Diese Sensoren sind von anderem Fabrikat (siehe Kapitel 4.4), so dass hierdurch eine gegenseitige Kontrolle im Rahmen des gewählten Messprinzips möglich ist. Zudem liegen alle Dehnungsaufnehmer durch eine Hilfskonstruktion frei im Beton und sind somit weder an der Hauptbewehrung angeschweißt noch angebunden. Die Aufnehmer sind ausschließlich in y-Richtung eingebaut.

Die Abstände der einzelnen Messstellen vom Stützensockelrand sind in Abhängigkeit einer Lastausbreitung von 45° und den zugehörigen Nachweisschnitten für den Durchstanznachweis nach DAfStb (2003) bestimmt worden. In der ersten und in der zweiten Bewehrungsreihe wurden jeweils zwei weitere Stahldehnungsaufnehmer zur Applikation an der Durchstanzbewehrung vorgesehen. Die Messstellen wurden in einem solchen Abstand angeordnet, dass sie sowohl die Unterscheidung zwischen einem Abtrag über Druckstreben

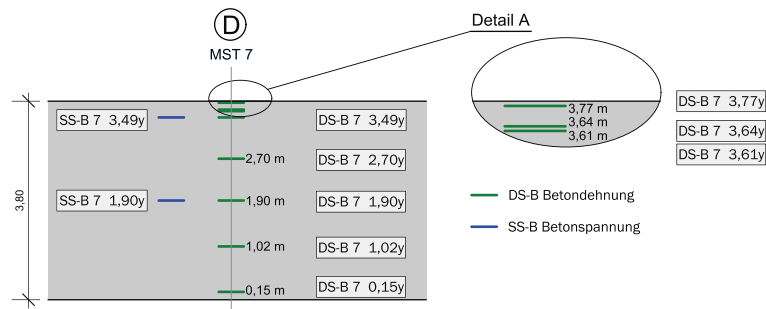


Bild 4.16: Lage der Messpunkte an MST 7 [Tue, Schlicke & Schneider 2009]

oder über ein Druckgewölbe erlauben als auch bei Vorliegen von Druckstreben Auskunft über die Größenordnung des Druckstrebenwinkels geben. MST 4 würde nur im Falle eines Druckgewölbes stärker belastet. In z-Richtung ist kein Aufnehmer an der Plattenoberkante angeordnet. Zur Kontrolle der direkten Lastdurchleitung mittig unterhalb des Sockels ist in vertikaler Richtung an MST 1 zusätzlich ein Betondehnungsaufnehmer eingebaut und an der Plattenunterkante zwei Stahldehnungsaufnehmer zur Überprüfung der maximalen Dehnung an dieser Stelle. Ein Schnitt mit Ansicht der Hauptachse 5 ist in Bild 4.17 dargestellt.

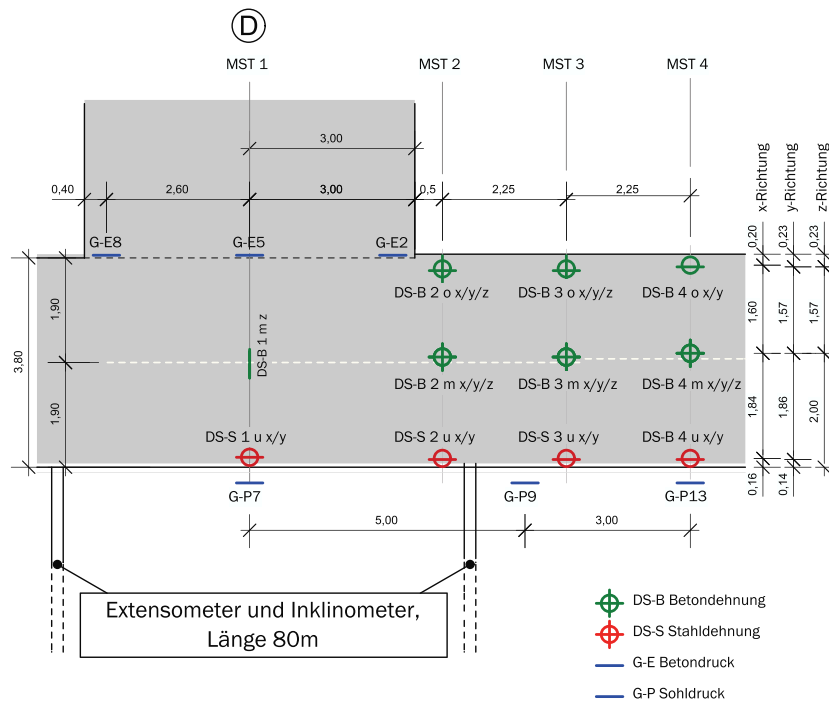


Bild 4.17: Lage der Sensoren in der Bodenplatte und im Sockel in Achse 5

Die Stahldehnungsaufnehmer an Plattenunterkante wurden an die Biegezugbewehrung in der 3. und 4. Lage angeschweißt. Zur Vermeidung von thermischen Einflüssen geschah dies lediglich punktförmig. Für die Befestigung der Aufnehmer in Plattenmitte war die Erstellung eines Hilfsgerüsts notwendig. Bedingt durch eine nachträgliche Änderung kam

es zu einer vertikalen Verschiebung der Lage der Aufnehmer von etwa 10 cm in Richtung der Plattenoberkante. Die Aufnehmer für die Betondehnungen an der Bauteiloberkante wurden frei beweglich an der vorhandenen oberen Bewehrung befestigt. Die Einbaustellen waren aufgrund des vorliegenden engen Verlegemaßes von 15 cm bei einer Aufnehmerlänge von 25 cm für eine fachgerechte Applikation auf die Bereiche der Rüttelgassen beschränkt. Trotzdem konnten die Aufnehmer an den geplanten Stellen mit nur einer mittleren Abweichung von 12 cm eingebaut werden.

Die Sensoren wurden bei jedem Ortstermin per Hand ausgelesen. Bei den Messungen vor der Betonage der Platte wurden lediglich die Dehnungen festgehalten, so dass die fehlenden Temperaturen über die herrschenden Umgebungstemperaturen abgeschätzt werden müssen. Nach Inbetriebnahme des Datenloggers im April 2007 einen Monat nach Betonage der Bodenplatte und eine Woche nach der Betonage des Stützensockels erfolgte eine regelmäßige Abfrage der Messwerte im 4-Stunden-Takt beginnend 0:00 Uhr. Seit dem Beginn der Montage der Kesselstützen wurde dieser auf einen 1-Stunden-Takt am 24. Januar 2008 hoch gesetzt. Unterbrechungen und Ausfälle der Messungen können Tabelle 4.3 entnommen werden. Bei der Wiedergabe der Messdaten wird auf eine wiederholte Darlegung der Gründe der Messausfälle verzichtet und lediglich eine Unterbrechung der Messdatenreihe vollzogen. Die Auswertung der Messdaten bezieht sich auf den Zeitraum von der Installation der Aufnehmer im Februar und März 2007 bis April 2010. Die Aufschaltung der Sensoren der MST 7 erfolgte am 25. Juni 2007, da bis zu diesem Zeitpunkt die Sensoren noch für das Kurzzeitmessprogramm genutzt wurden.

Zeitraum des Ausfalls	Grund des Ausfalls
10.10.07 - 10.01.08	fehlende Stromversorgung auf Baustelle
23.06.08 - 18.07.08	Beschädigung durch Blitzeinschlag
02.10.08 - 08.10.08	kein Stromanschluss
16.02.09 - 24.02.09	kein Stromanschluss
06.03.09 - 08.04.09	kein Stromanschluss
14.02.10 - 11.03.10	Verlust des Akkumulators

Tabelle 4.3: Darstellung der Zeiträume von Messdatenausfällen

Von den für die Langzeitmessung der Beanspruchung der Bodenplatte eingebauten 54 Sensoren (ohne Berücksichtigung der Temperaturofnehmer) sind zwei Sensoren nach unmittelbarem Einbau und ein weiterer innerhalb des ersten Messjahres ausgefallen. Alle anderen Aufnehmer arbeiten bis zum heutigen Tage einwandfrei. Ein Überblick über die ausgefallenen Aufnehmer ist in Tabelle 4.4 ersichtlich.

Für die Eruierung der Bodenverformungen wurden zwei Schnitte festgelegt. Entsprechend der Sensorik in der Bodenplatte wurde in Längsrichtung die Achse 5 bestückt und in Querichtung die Achse F als Symmetrieachse der Kesselgerüststützen. Für die Lage und Bezeichnung der Sensoren siehe Bild 4.18. Im Bereich des Stützensockels D5 wurden zusätzliche Sohldruckaufnehmer angeordnet, um hinsichtlich der zuvor beschriebenen Achsen den

Aufnehmer	Grund/Zeitpunkt des Ausfalls
G-E7	Beschädigung des Kabels im Zuge der Betonage
DS-S 4u y	Beschädigung im Zuge der Bewehrungsarbeiten
DS-S 6u x	seit dem 19.07.07 große Schwankungen
DS-S 6m z	nicht eingebaut
DS-B 6m y	am 21.05.07 sprunghafter Anstieg, danach qualitativ vergleichbare Werte (evtl. Riss)

Tabelle 4.4: Übersicht der ausgefallenen Aufnehmer

Lastabtrag in den Baugrund nachvollziehen zu können und um bezüglich der Bodenpressungen im Durchstanzbereich erste Informationen im Gebrauchslastbereich zu erhalten. Die geotechnischen Sensoren werden zu diskreten charakteristischen Zeitpunkten manuell ausgelesen. Der Sohldruckaufnehmer G-P/E1 wurde redundant pneumatisch und elektrisch ausgestattet und liefert genauso wie die Stangenextensometer im 2-Stunden-Takt Messwerte.

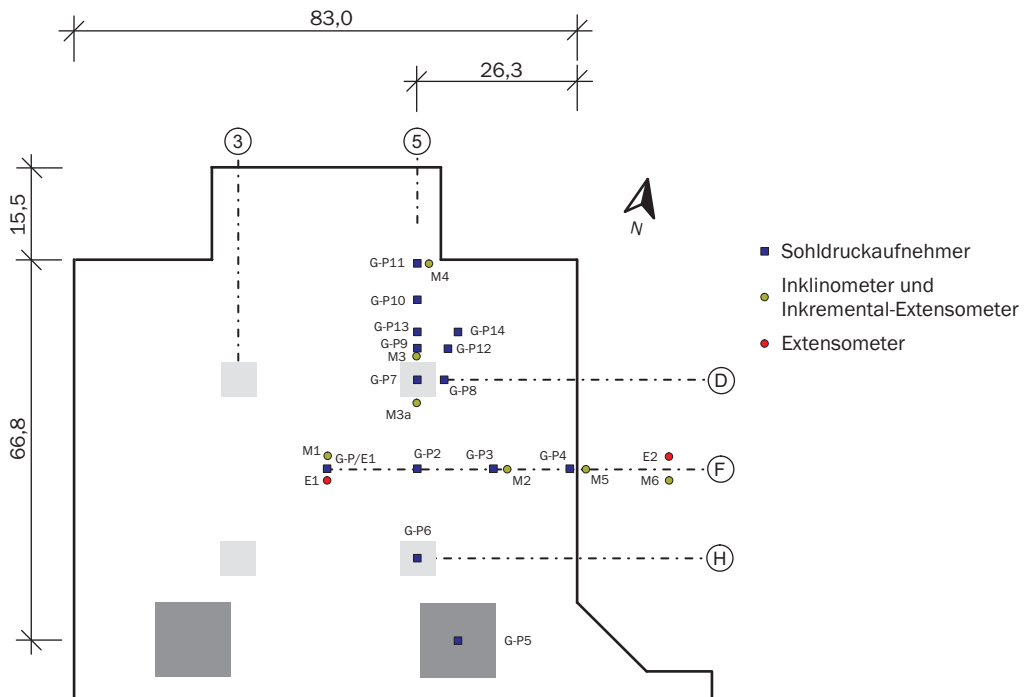


Bild 4.18: Lage der geotechnischen Sensoren

4.5.2 REA-Schaltanlagegebäude

Das REA-Schaltanlagegebäude (REA-SAG) ist ein vierstöckiger Geschossbau mit einer Höhe von 15,50 m ab GOK und einem aussteifenden Treppenkern. Hinsichtlich der Geometrie und der Belastung besitzt es einen weitestgehend symmetrischen Aufbau (Bilder 4.19 und 4.20). Die Abtragung der Vertikallasten erfolgt über vorrangig in Gebäudequerrichtung gespannte durchlaufende Stahlbetondecken. Die Decken geben ihre Lasten hauptsächlich auf in Gebäudelängsrichtung spannde Stahlbetonunterzüge ab, die jeweils ihre Lasten geschossweise an zwei innerhalb des Gebäudes angeordnete Stahlbetonpendelstützenreihen weiterleiten [Arcus 2006]. Das Gebäude besitzt eine Gesamtlast aus ständigen Lasten von etwa 50.000 kN. Die Errichtung erfolgte geschossweise zeitversetzt für den südlichen und nördlichen Teil des Gebäudes mit Trennung im Bereich des Treppenhauses. Die Gründung wurde mittels einer 42,05 m langen, 11,90 m breiten und 0,80 m dicken Bodenplatte realisiert. An der westlichen Seite befinden sich zwei 3,185 m × 1,65 m große Auskragungen für die Ausstiegsschächte des Kellergeschosses.

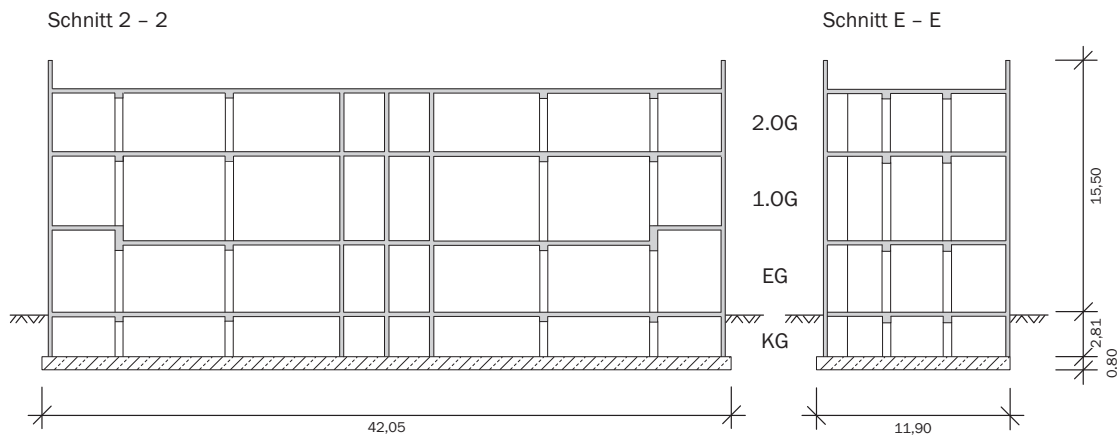


Bild 4.19: Längs- und Querschnitt des REA-Schaltanlagegebäudes

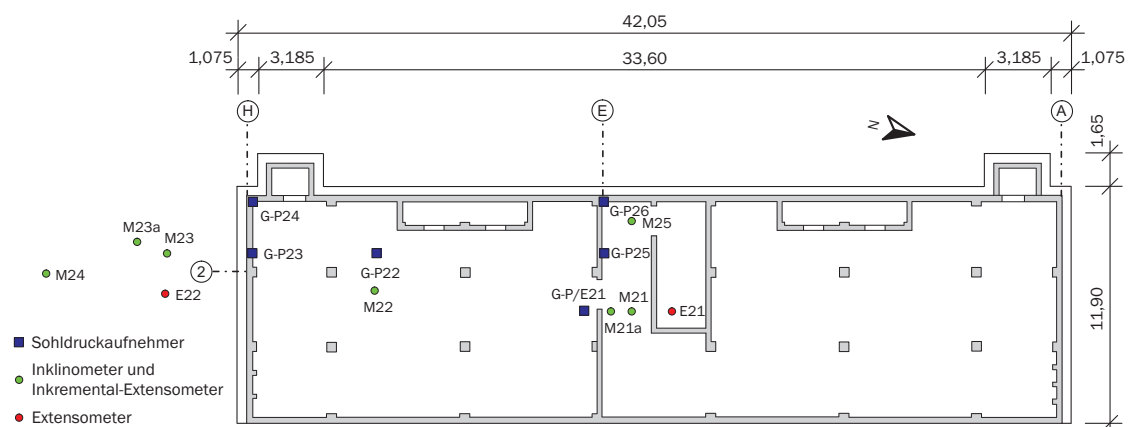


Bild 4.20: Grundriss mit Lage der geotechnischen Sensoren des REA-Schaltanlagegebäudes

Das REA-SAG ist ausschließlich mit geotechnischen Sensoren bestückt. Ihre Lage ist Bild 4.20 zu entnehmen. Die Inklinometer und Extensometer reichen bis in eine Tiefe von 40 m unter GOK. Bedingt durch Einbauschwierigkeiten an den Messstellen M21 und M23 liegen dort Nutzungseinschränkungen vor, die durch zusätzlich eingebrachte Rohre behoben wurden. Von den sechs pneumatischen Sohldruckaufnehmern ist erneut der Aufnehmer in Plattenmitte zusätzlich elektrisch ausgestattet. Eine Gegenüberstellung der durchgeführten Messungen und des zugehörigen Baufortschritts ist in Tabelle 4.5 enthalten.

Nullmessung (12.10.07)
Betonage Bodenplatte Betonage Wände + Stützen A-E KG
1. Messung (01.11.07)
Betonage Wände + Stützen E-H KG Betonage Decke KG Betonage Wände + Stützen EG Betonage Decke A-E EG Betonage Wände + Stützen A-E 1. OG
2. Messung (15.01.08)
Betonage Decke E-H EG Betonage Wände + Stützen E-H 1. OG Betonage Decke 1.OG Betonage Wände + Stützen 2. OG Betonage Decke 2. OG
3. Messung (20.03.08)
Versiegelung Dach Betonage Bodenplatte Pumpenhaus (östlich)
4. Messung (30.05.08)
Fassade/Einbauten Aushub und Verfüllung Kabelkanalgräben
5. Messung (15.07.08)

Tabelle 4.5: Durchgeführte Messungen im Vergleich zum Baufortschritt des REA-Schaltanlagegebäudes

Kapitel 5

Analyse des Beanspruchungszustandes einer massigen Bodenplatte

Anhand der installierten Sensorik wird der Beanspruchungszustand der massigen Bodenplatte im Einleitungsbereich der großen Kesselstützenlast untersucht. Hierbei gilt es vornehmlich, den Lastabtrag aus der Stütze in den Baugrund im Gebrauchslastbereich nachzuvollziehen und die Idealisierung als Platte zu bestätigen. Im Zuge der Auswertung der Messdaten stellte sich ein großer Einfluss der saisonalen Temperaturschwankungen auf den Beanspruchungszustand heraus. Deshalb werden in einem gesonderten Kapitel zunächst die auftretenden Temperatureinwirkungen dargelegt. Hierauf aufbauend folgen die Analysen zur Bestimmung der Kesselstützenlast und zum Lastabtrag der Kessellast in der Platte. Vorangestellt ist die numerische Abbildung der Bodenplatte, die für Vergleichsberechnungen herangezogen wird.

5.1 Numerische Simulation der Bodenplatte

Die für die numerischen Vergleichsberechnungen mit dem Programmsystem FEMAS 2000 verwendete Diskretisierung der Bodenplatte und die zugehörigen Abmessungen sind Bild 5.1 zu entnehmen. Für einzelne Berechnungen ist eine Netzverfeinerung im Bereich des Kesselstützensockels D5 notwendig. Die Umsetzung ist in einem Ausschnitt in Bild 5.2 unter Angabe der Lage der Spannungsaufnehmer in Bezug auf das numerische Elementnetz dargestellt. Die Lage des Sockels ist dabei farblich gekennzeichnet. Die Bodenplatte wird durch Schalenelemente, der Stützensockel mittels Volumenelementen abgebildet. Die Bodenplatte ist aus einem Beton C30/37 hergestellt. Die für die Berechnung verwendeten Materialkennwerte sind in Tabelle 5.1 angegeben.

Die anzusetzenden Bettungsmoduli variieren in Abhängigkeit des Belastungsniveaus und damit des Bauzustandes. Die iterativ bestimmten Werte sind ebenso wie deren Verteilung

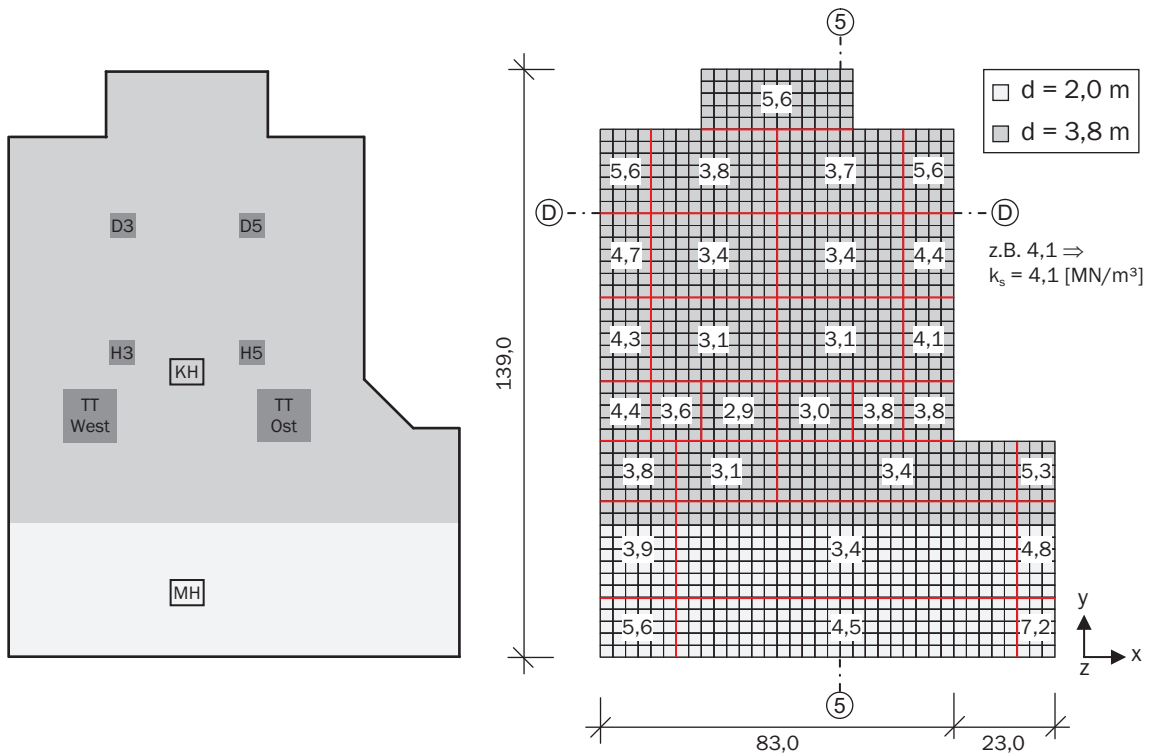


Bild 5.1: Grundriss und Diskretisierung der Bodenplatte mit Angabe der Bettungsmodulverteilung nach ELE (2006)

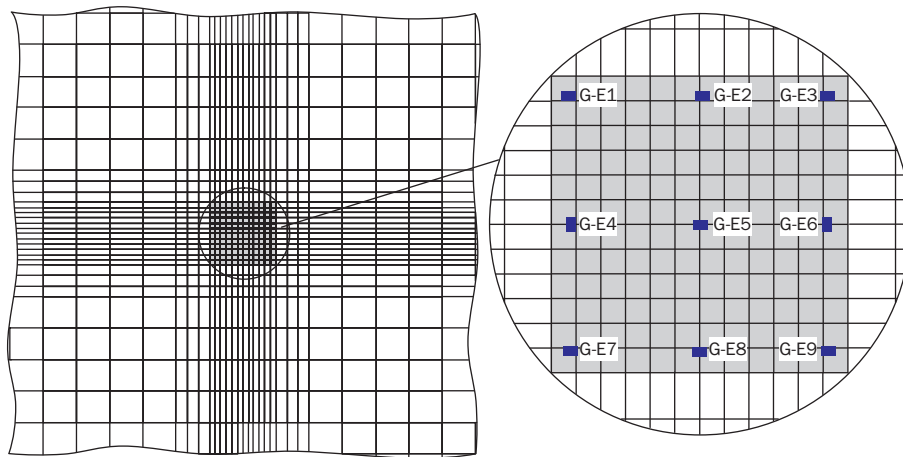


Bild 5.2: Netzverfeinerung im Bereich des Sockels D5 mit Angabe der Lage der Spannungsaufnehmer

	E_{cm} [MN/m ²]	G [MN/m ²]	ν [-]	h [m]	ρ [kN/m ³]
C 30/37	28.300	11.790	0,2	3,8 / 2,0	2,50

Tabelle 5.1: Materialdaten der Bodenplatte der Hauptkomponenten

dem Baugrundgutachten entnommen [ELE 2006]. Exemplarisch ist für den Bauzustand nach Fertigstellung des Stahlbaus im Kesselhaus die gebietsweise variierende Verteilung des Bettungsmoduls k_s in Bild 5.1 angegeben.

Die berücksichtigten Lastfälle mit den zugehörigen Lasten sind in Tabelle 5.2 vereinfacht zusammengefasst. Die Kesselstützenlasten werden als Flächenlasten, die Kohlemühlenfundamentlasten und die Treppenturmlasten als Linienlasten, letztere veränderlich, abgebildet. Vorab durchgeführte Setzungsrechnungen ergaben, dass die Verformungen beim Ansatz von Windlasten aus dem Treppenturm in der Bauphase deutlich überschätzt wurden, weshalb diese Lasten im Folgenden nicht weiter berücksichtigt werden.

Bezeichnung Lastfall	Lasten (exklusive Wandlasten)
EG Bodenplatte	95 kN/m ² bzw. 50 kN/m ²
Lasten TT West Lasten TT Ost	144,3 MN (ständig) 136,3 MN (ständig) 8,0 MN (Nutzlast)
ständige Lasten KH (Massivbau)	EG Kellerdecke 8,75 kN/m ² EG KST \approx 5,63 MN (\times 4) Kohlemühlenfundamente \approx 7,65 MN (\times 16) 217 Stützenlasten $\Sigma \approx$ 125,1 MN
ständige Lasten MH (Massivbau + Stahlbau)	102 Stützenlasten $\Sigma \approx$ 591,3 MN
ständige Lasten KH aus Anlagentechnik	KST D3 56,5 MN KST D5 56,5 MN KST H3 51,0 MN KST H5 51,0 MN 101 Stützenlasten $\Sigma \approx$ 176,7 MN
Lasten aus Anlagentechnik MH	76 Stützenlasten $\Sigma \approx$ 172,7 MN
Nutzlasten SAG (MH)	26 Stützenlasten $\Sigma \approx$ 92,9 MN

Tabelle 5.2: Angesetzte Lasten für die Bodenplatte der Hauptkomponenten

Zusätzlich wird ein Volumenmodell mit dem Programmsystem SOFiSTiK erstellt, um mit diesem die Beanspruchungen des Sockelbereichs aus Temperatur besser analysieren zu können [Stopp & Dierke 2010]. Diese Untersuchungen werden ausschließlich ergänzend geführt und sollen daher nur grob die wesentlichen Einflussgrößen erfassen. So wird auch

gegenüber dem Schalenmodell nur ein Viertel der Platte unter Ausnutzung der annähernden Symmetriebedingungen abgebildet. Über die Dicke der Bodenplatte werden acht Volumenelemente verwendet. Bezüglich der Bettungsmodulverteilung wird ein vereinfachter Ansatz nach Dehne & Dörken (2004) gewählt. Hiernach wird in der Mitte der Platte auf der halben Länge ein konstanter Bettungsmodul von $k_s = 10,0 \text{ MN/m}^3$ und nach außen hin ein linear auf das Doppelte des Wertes ansteigender Modul angesetzt (Bild 5.3). Durch den hier höher angesetzten Betrag des Bettungsmoduls wird bereits ein sich steifer verhaltender Boden berücksichtigt (Kapitel 6).

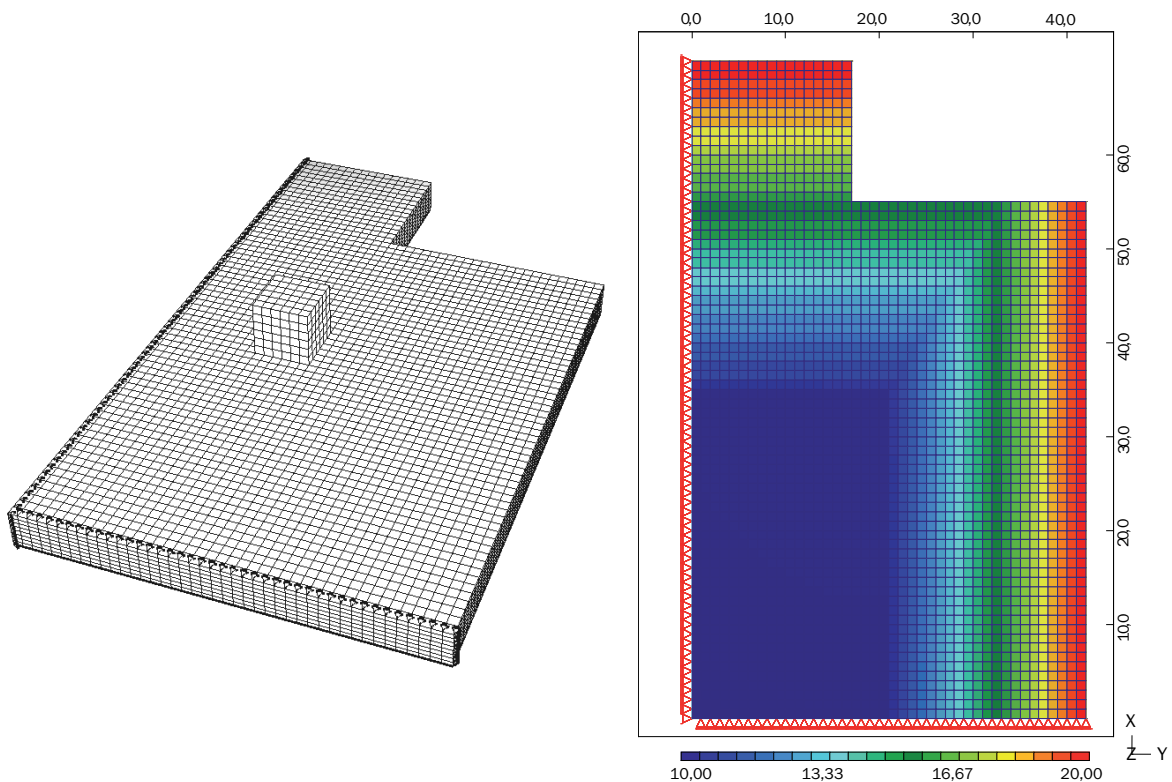


Bild 5.3: Diskretisierung (links) und Bettungsmodulverteilung $[\text{MN/m}^3]$ (rechts) des Volumenmodells

Die zusätzlich für die thermische Analyse benötigten Parameter sind aus dem Messprogramm zur Kurzzeitbeanspruchung bekannt. Die Wärmeleitfähigkeit wird mit $\lambda = 2,4 \text{ W/mK}$ und die spezifische Wärmekapazität mit $c = 2.150 \text{ kJ/m}^3\text{K}$ angesetzt. Der Wärmeübergangskoeffizient wurde aus einer Parameterstudie anhand der Temperaturmesswerte des Jahres 2008 bestimmt. Er stellt sich mit $\alpha_{\text{ü}} = 4,0 \text{ W/m}^2\text{K}$ deutlich geringer dar als üblicherweise in der Literatur für Freiflächen angesetzt. Da die Platte zu diesem Zeitpunkt bereits überbaut war, wodurch der Anteil aus Strahlung entfällt und auch der Einfluss der Windgeschwindigkeit weitgehend ausgeschlossen werden kann, ist der Wert jedoch plausibel.

5.2 Einwirkungen infolge saisonaler Temperaturschwankungen

5.2.1 Temperaturmessstellen und Randbedingungen

Die Temperatur in der Bodenplatte wird an jedem Aufnehmer gemessen und damit an allen Messstellen an Plattenober- und -unterkante sowie in Plattenmitte. Vergleiche zwischen den Messstellen in den jeweiligen Höhenlagen zeigen einen nahezu deckungsgleichen Verlauf, was die Annahme eines eindimensionalen Temperaturfeldes für die Bodenplatte bestätigt (siehe Anhang D.1). Die fehlerhaften Messwerte der Temperatur an MST 6 an Plattenunterkante werden für die folgenden Untersuchungen durch die Werte an MST 5 an Plattenunterkante ersetzt. Lediglich für MST 1 mittig unterhalb des Stützensockels ist die Störung dieses Feldes durch den massigen Sockel erkennbar. Die Temperaturverläufe werden deshalb im Folgenden nur für MST 7 östlich des Kesselstützensockels wiedergegeben. Für diese liegen acht anstelle von nur drei Messstellen über die Höhe vor (siehe Kapitel 4). Zusätzlich wird die Temperatur an jedem Druckkissen im Kesselstützensockel gemessen, so dass im Stützenfuß Messergebnisse in einem Abstand zur Außenkante von 40 cm in der Mitte der Außenränder und in den Ecken sowie in einem Abstand zur Außenkante von 3 m im Kern des Sockels vorliegen. Die gemessenen Außenlufttemperaturen auf dem Kraftwerksgelände sind ebenso wie die gemessenen Temperaturen am Sohldruckaufnehmer G-P/E1 in der Sohlfuge in Anhang D.1 angegeben.

Bedingt durch die lange Phase der Bautätigkeit ist die Platte über den betrachteten Messzeitraum von drei Jahren nach der Betonage noch verstärkt jahreszeitlichen Temperaturschwankungen ausgesetzt. In den ersten drei bis vier Monaten tritt eine direkte Sonneneinstrahlung auf, wobei es nach einem Monat durch den dann betonierten Stützensockel und die beiden vollständig errichteten Treppentürme zur Verschattung des Messbereichs im Tagesverlauf entsprechend des Sonnenstandes kommt. Danach verursacht die Betonage der Kellerdecke eine Abschirmung des Messbereichs vor direkter Bestrahlung. Die Außenlufttemperatur wirkt jedoch auch weiterhin ungehindert auf die Platte ein. Durch einen Vergleich der Lufttemperaturen des Jahres 2008 mit denen der nächstgelegenen Wetterstation des Deutschen Wetterdienstes in Görlitz und eine Gegenüberstellung der Temperaturen der zurückliegenden 10 Jahre wird deutlich, dass die gemessenen Temperaturen als repräsentative Durchschnittswerte betrachtet werden können (Tabelle 5.3 und Bild 5.4). Erst nach knapp drei Jahren und einer vollständigen Einhausung des Kesselhauses lässt sich ein erster Trend zur Abnahme der gemessenen Temperaturschwankungen erkennen. Sobald sich im Kellerraum eine Betriebsinnentemperatur eingestellt hat, werden die Schwankungen aus klimatischen Temperatureinflüssen weniger deutlich ausfallen.

Die Darstellung der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen erfolgt exemplarisch für das Jahr 2008. Abgesehen von den in sich schon plausiblen Werten wurde zwecks Validierung der Temperaturmessdaten eine numerische Vergleichsberechnung mit dem Programmsystem SOFiSTiK unter Verwendung der Jahreslufttemperaturganglinie durchgeführt. Dabei konnten mit den Messwerten übereinstimmende Temperaturschwankungen in allen Höhenlagen der Platte ermittelt werden [Stopp & Dierke 2010].

	Görlitz			Boxberg
	TNM	TXM	TMM	TMM
Januar	0,3	5,1	2,7	3,3
Februar	1,0	7,1	4,1	4,5
März	0,7	7,7	4,2	4,4
April	3,5	12,3	7,9	8,3
Mai	7,8	19,8	13,8	14,8
Juni	10,9	23,5	17,2	18,5
Juli	12,5	23,7	18,1	18,8
August	12,9	22,8	17,9	18,6
September	8,8	17,3	13,1	13,2
Oktober	5,3	12,9	9,1	9,4
November	2,2	7,1	4,7	5,4
Dezember	-0,6	3,8	1,6	1,8
Jahr 2008	5,4	13,6	9,5	10,1

Tabelle 5.3: Vergleich der mittleren Tagesmittel (TMM) der Temperaturen von Görlitz und Boxberg für das Jahr 2008

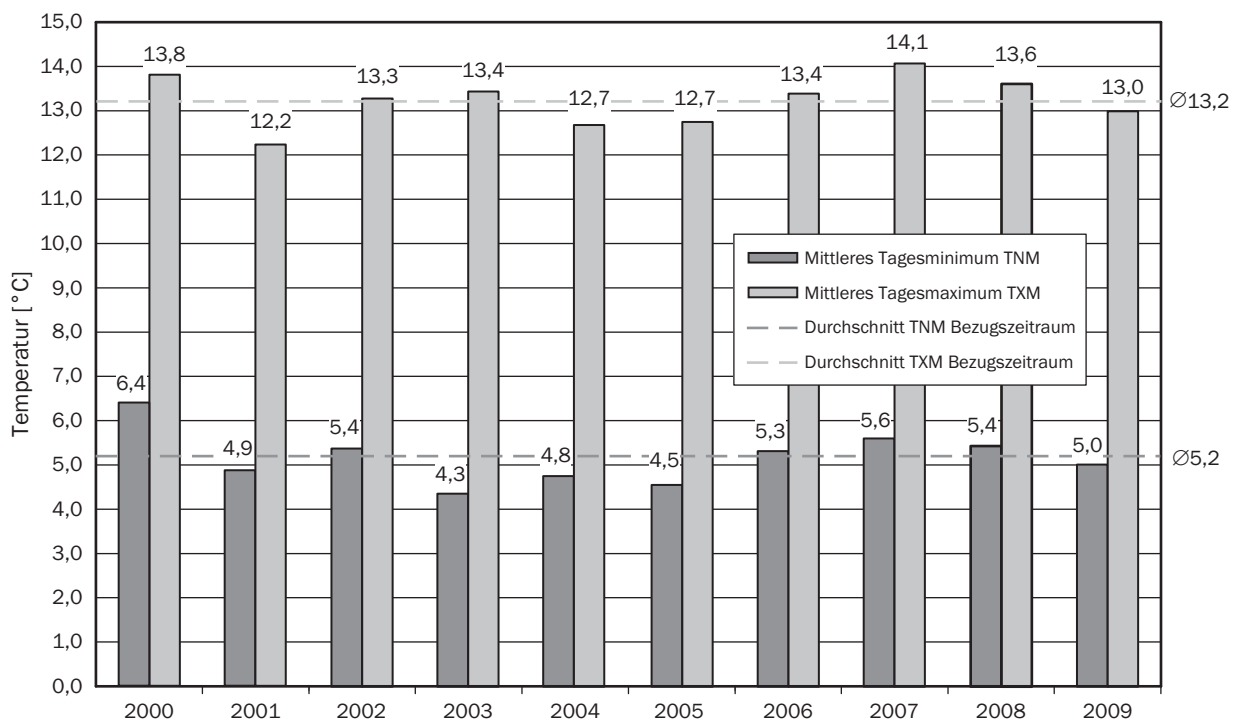


Bild 5.4: Temperaturdaten der Wetterstation Görlitz im 10-jährigen Vergleich (Quelle: <http://www.dwd.de>)

5.2.2 Temperaturgang

Die Temperaturganglinien aller Aufnehmer zeigen einen jahreszeitlich schwankenden Verlauf. Die Stärke der Schwankungen am Messort ΔT_0 ist dabei entscheidend abhängig von der Tiefenlage des Messwertaufnehmers in der Platte. So kommt es durch den Wärmeeintrag im Sommer bzw. durch die Abkühlung im Winter an der Oberseite der Bodenplatte zu deutlicheren Schwankungen. Der Temperaturgang aller acht Sensoren ist in Bild 5.5 wiedergegeben. Eine Hydratationswärme ist zu diesem Zeitpunkt im Querschnitt annähernd nicht mehr vorhanden, erkennbar an den vergleichbaren Temperaturen zu Beginn und Ende des Jahres. Die numerischen Berechnungen ergaben im Vergleich ohne Simulation der Hydratationswärme für den Januar an Plattenoberkante bereits identische Temperaturen, zur Plattenunterkante hin trat noch eine Differenz von maximal 1 K auf, welche bis in den Sommer abgebaut war. Im jährlichen Verlauf kehrt sich die Temperaturverteilung über den Querschnitt zweimal um. Durch den zeitlich verzögerten Temperatureintrag über die Plattenhöhe kommt es erst im Frühjahr bzw. im Herbst zu einer Umkehr des Temperaturgradienten. Im dargestellten Zeitraum tritt eine Temperaturschwankung an Plattenoberkante von $\Delta T_0 \approx 18,5 - 1,0 = 17,5 \text{ K}$, in Höhe der oberen Bewehrungslage von $\Delta T_0 \approx 17,0 - 4,0 = 13,0 \text{ K}$ und an Plattenunterkante bzw. in der unteren Bewehrungslage von nur $\Delta T_0 \approx 14,0 - 9,0 = 5,0 \text{ K}$ auf. Die gemessenen Temperaturen unterhalb der Bodenplatte in der Kontaktfuge am Sohldruckaufnehmer schwanken im selben Zeitraum etwa zwischen $\Delta T_0 \approx 14,0 - 9,5 = 4,5 \text{ K}$ und sind damit vergleichbar mit denjenigen des untersten Aufnehmers. Die Plattenunterkante befindet sich 10 m unter Geländeoberkante. In dieser Tiefe herrscht im Boden eine annähernd konstante Temperatur von etwa 10°C vor [Hintermaier-Erhard & Zech 1997]. Durch den Boden wird somit keine Temperaturänderung in die Platte eingetragen. Die Schwankung ergibt sich durch den Temperatureintrag an der Plattenoberkante. Man erkennt, dass auf den ersten 20 cm ab Plattenoberkante ein nahezu identisch schwankendes Temperaturbild herrscht, das erst ab einer Tiefe von etwa 30 cm zur Unterkante hin ausgeglichener wird. Regelmäßige Tagesganglinien treten nur in den ersten Monaten nach der Betonage auf, wo Platte und Sockel noch einer intensiven Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind. Spätestens mit der Betonage der Decke im Juni 2007 werden diese unbedeutend.

Die Schwankungen der Temperaturganglinien im Stützensockel sind mit denen der Platte vergleichbar (Bild 5.6). Der Aufnehmer G-E7 ist durch eine Beschädigung des Kabels im Zuge der Stützensockelbetonage ausgefallen. Im Piktogramm zur Lage der Aufnehmer im Stützensockel ist er deshalb nur angedeutet. Sieben der acht Aufnehmer liegen in einer Entfernung von 40 cm zur Außenkante im Sockel. Entsprechend ist ihr Verlauf in der Größenordnung desjenigen von der Messstelle 3,49 m in der Bodenplatte. Auffällig ist dabei der jeweils ähnliche Verlauf der Messstellen in den Mittelpunkten der Außenkanten und der Messstellen in den Ecken. Bei letzteren wirkt die Temperaturänderung von zwei Seiten auf die Betonoberfläche ein und ruft somit eine um bis zu 1 K höhere Temperaturänderung hervor. In Sockelmitte treten mit einer Phasenverschiebung von etwa 15 Tagen annähernd die gleichen Extremwerte auf wie am Rand. Auch im Sockel ist im Jahr 2008 eine Hydratationswärme annähernd nicht mehr vorhanden. Der Einfluss der Sockelbetonage auf den Temperaturverlauf in der Platte konnte durch die erst nach Erhärtung des Sockels beginnende kontinuierliche Messwertauslesung messtechnisch nicht bestimmt werden.

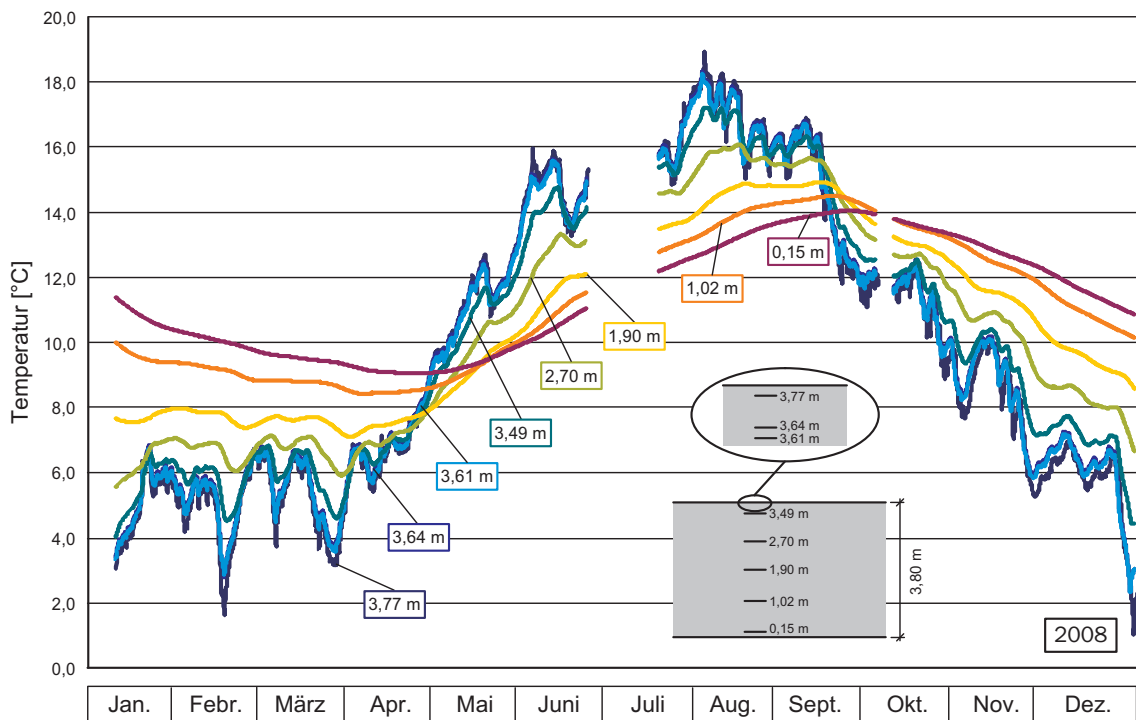


Bild 5.5: Temperaturganglinien in der Bodenplatte

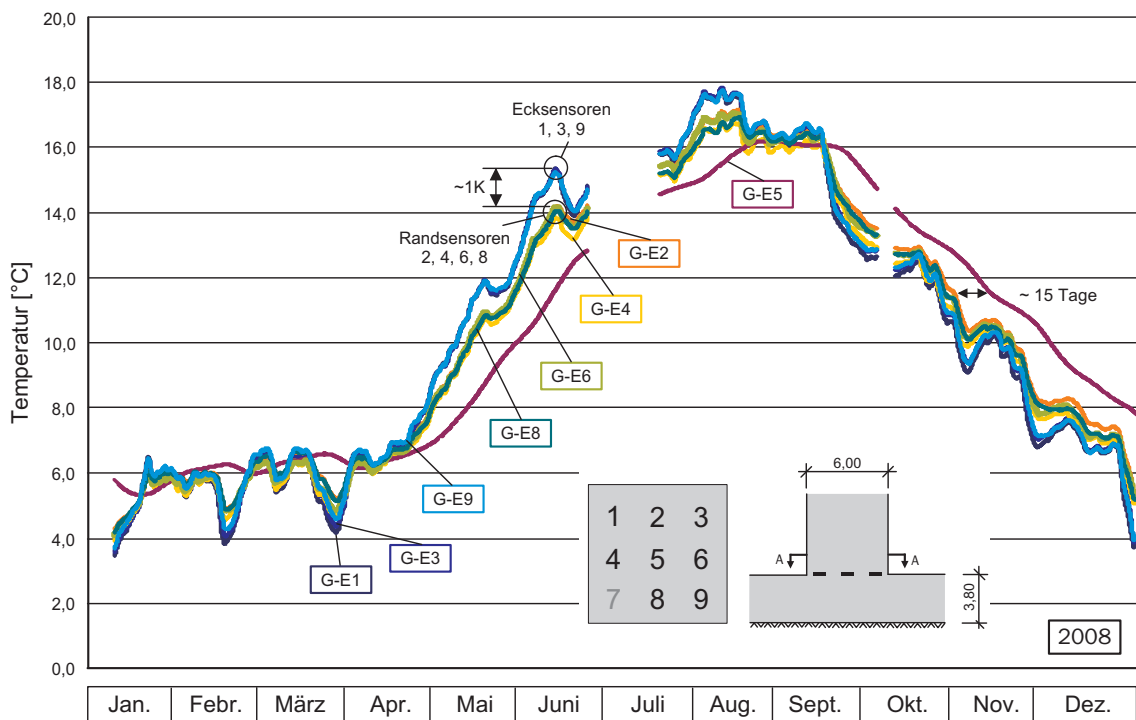


Bild 5.6: Temperaturganglinien im Stützensockel

5.2.3 Temperaturgradient über die Plattendicke

Bild 5.7 zeigt den Temperaturgradienten über die Plattendicke, wie er sich nach Auskühlung der Platte infolge Hydratationswärme im jahreszeitlichen Verlauf in der Bauphase einstellt. Dargestellt ist jeweils der 12-Uhr-Wert in der Mitte des Monats. Deutlich ist ein pendelnder Verlauf zu erkennen. Im Winter herrschen an der Oberfläche die tiefsten Temperaturen, wobei die Plattenunterkante noch nicht vollständig ausgekühlt ist. Während im Frühjahr die Temperaturen am oberen Rand wieder zunehmen, nehmen sie am unteren Rand weiter ab. Im Sommer und Herbst tritt der gleiche Effekt mit umgekehrten Vorzeichen auf. Der Gradient ist annähernd linear mit Ausnahme der Monate Mai und September. Hier ergeben sich die Nulldurchgänge des Gradienten und es kommt zur Umkehr (Bild 5.5). Die saisonale Temperaturdifferenz $\Delta T = T_u - T_o$ zwischen Plattenunterkante und Plattenoberkante (bezogen auf 0,15 m und 3,49 m) erreicht Werte von ca. +7,5 K im Dezember 2008 bis -4,5 K im August 2008. Die Differenzen im Januar von ca. +7,0 K sind mit denen vergleichbar, die einen Monat nach der Betonage der Platte im April 2007 vorgelegen haben. Über die gesamte Plattendicke stellt sich zu den Zeitpunkten der größte positive Temperaturgradient mit $\Delta t = +0,0026 \text{ K/mm}$ ein und als größter negativer Temperaturgradient $\Delta t = -0,0016 \text{ K/mm}$. Sie liegen damit um etwa eine Zehnerpotenz unter den üblicherweise bei frei bewitterten dünnen Fahrbahnplatten gemessenen Gradienten [Eisenmann 1979].

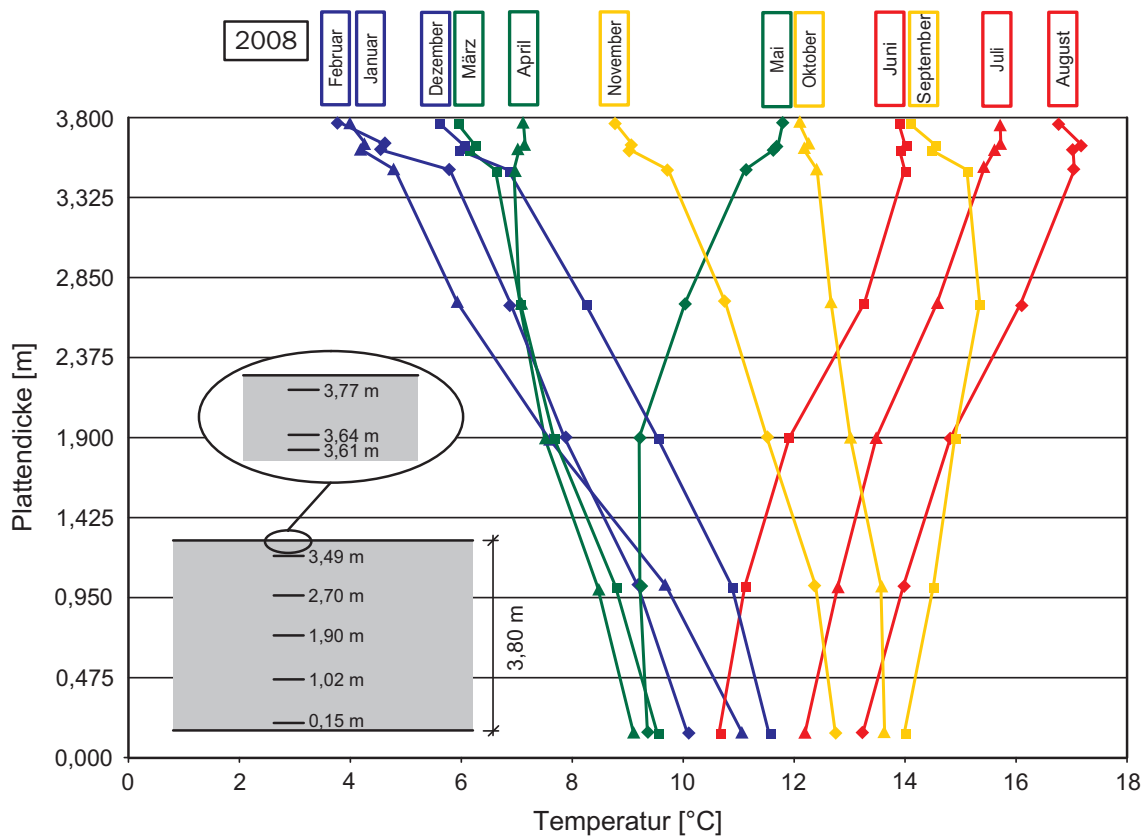


Bild 5.7: Entwicklung des Temperaturgradienten über die Plattendicke im Jahresverlauf

Große Temperaturgradienten entstehen hauptsächlich durch rasche (tageszeitliche) Wechsel. Diese wirken sich jedoch nur oberflächennah aus und spielen für massige Bauteile eine untergeordnete Rolle. Nur langanhaltende saisonale Temperaturschwankungen können in den Querschnitt eindringen und sich als Gradient über den Querschnitt einstellen. In Bild 5.8 ist dies anhand der gemessenen Werte für einen Tag mit einer großen Schwankungsbreite der Temperatur aufgezeigt. Der gemessene Verlauf auf den oberen 80 cm deckt sich qualitativ mit demjenigen nach DAfStB (2004) in Bild 2.28, allerdings ist aufgrund der nicht freiliegenden Platte neben den betragsmäßig geringeren Temperaturen ein zeitlicher Versatz vorhanden, der sich für den hier gezeigten Fall zu etwa 12 Stunden bestimmt.

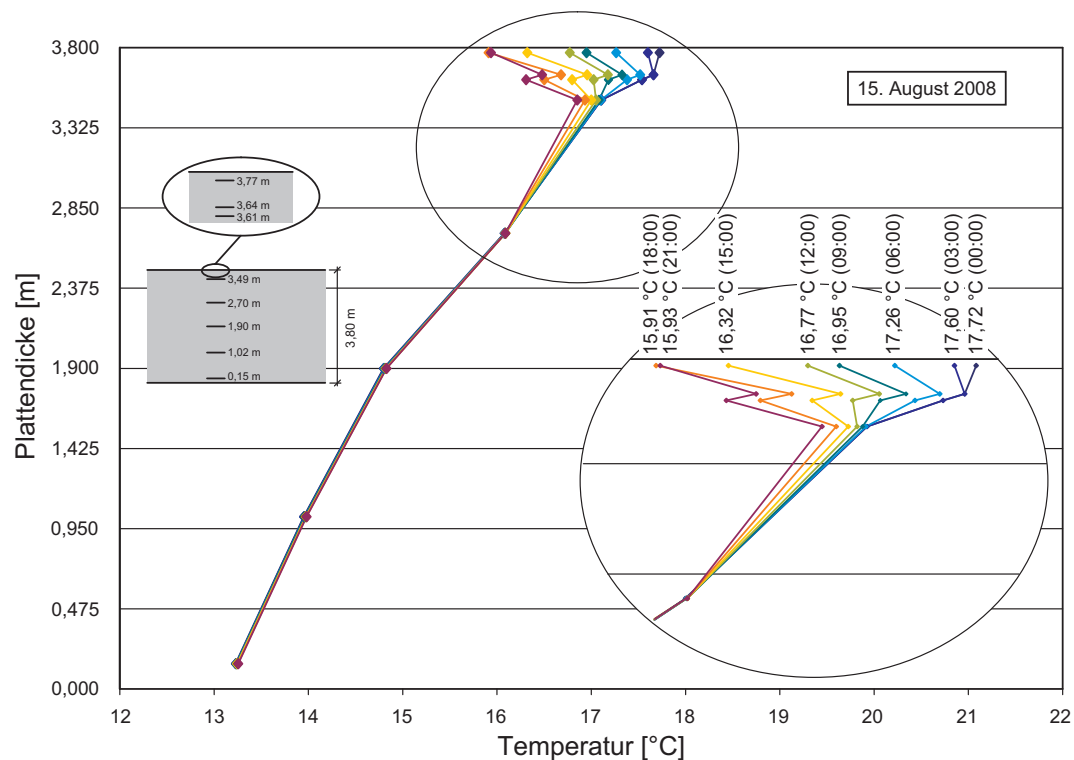


Bild 5.8: Temperaturgradient im Tagesgang mit oberflächennahen Schwankungen

5.2.4 Temperaturanteile

Die Aufspaltung des Temperaturprofils in seine Anteile zur Deutung der aus der Temperaturänderung resultierenden Beanspruchung für die Platte ist bereits in Kapitel 2.2.3 erläutert worden. Ebenso sind mit den Gleichungen 2.64-2.67 Formeln für die Zerlegung bereitgestellt. Für die Temperaturen und im Besonderen auch für die Dehnungen ist jedoch weder eine symmetrische Anordnung der Aufnehmer bezogen auf die Bauteilmittelfläche vorhanden noch liegt eine Messstelle in der Bauteilmittelfläche vor. Mit Ausnahme von MST 1 und MST 7 existiert bei allen anderen eine Verschiebung der Messstelle in Plattenmitte um etwa 10 cm in Richtung des oberen Bauteilrandes. Da die Temperaturen im betrachteten Zeitraum starke Auswirkungen auf den Beanspruchungszustand der Bodenplatte haben, ist es notwendig, die Aufspaltung in die Anteile auch mit genauen Formeln

und nicht mit Vereinfachungen vorzunehmen. Deshalb wurden Gleichungen für die einzelnen Anteile für den allgemeinen Fall mit beliebiger Höhenlage aller drei Aufnehmer im Querschnitt hergeleitet. Ein Vergleich zwischen den drei Varianten - symmetrische Lage der Aufnehmer zur Bauteilmittelachse am Bauteilrand, symmetrische Lage im Bauteilinneren und allgemeine Lage - ergab für das Jahr 2008 Abweichungen von bis zu 15 % für den linearen Anteil. Bild 5.9 veranschaulicht die Vorgehensweise zu der im Folgenden aufgeführten Herleitung der Anteile und stellt die verwendeten Bezeichnungen dar.

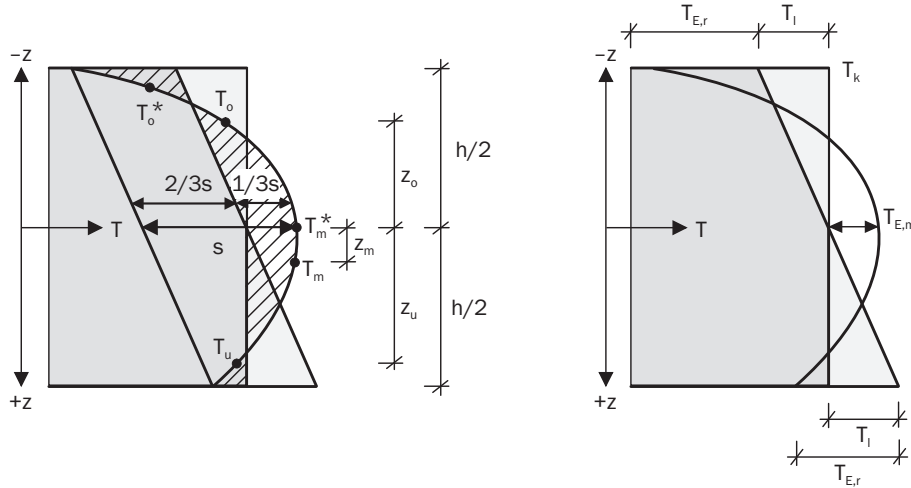


Bild 5.9: Darstellung der Temperaturanteile und der zur Herleitung verwendeten Bezeichnungen

Über die Definition einer Funktion mit quadratischem Ansatz durch drei beliebige Punkte wird die Temperaturverteilung über den Querschnitt eindeutig bestimmt:

$$T(z) = a z^2 + b z + c \quad (5.1)$$

mit den Koeffizienten der Parabelgleichung

$$a = \frac{(T_m - T_u)(z_m - z_o) - (T_m - T_o)(z_m - z_u)}{(z_m^2 - z_u^2)(z_m - z_o) - (z_m^2 - z_o^2)(z_m - z_u)}, \quad (5.2)$$

$$b = \frac{(T_m - T_u)}{(z_m - z_u)} - \frac{(z_m^2 - z_u^2)[(T_m - T_u)(z_m - z_o) - (T_m - T_o)(z_m - z_u)]}{(z_m - z_u)[(z_m^2 - z_u^2)(z_m - z_o) - (z_m^2 - z_o^2)(z_m - z_u)]}, \quad (5.3)$$

$$c = T_m - b z_m - a z_m^2. \quad (5.4)$$

Mit Hilfe der Funktion kann nun der Wert einer symmetrisch zur Bauteilmittelachse liegenden Temperaturstelle gefunden werden (hier T_o^* symmetrisch zu T_u)

$$T_o^* = T(-z_u) = a z_u^2 - b z_u + c \quad (5.5)$$

sowie die in Plattenmitte herrschende Temperatur T_m^*

$$T_m^* = c \quad (5.6)$$

bestimmt werden. Über den Strahlensatz wird der lineare Anteil T_l definiert zu:

$$T_l = (T_u - T_o^*) \frac{h}{4z_u} = [-a z_u^2 + b z_u - c + T_u] \frac{h}{4z_u}. \quad (5.7)$$

Der konstante Anteil ergibt sich durch Verschiebung der linearen Geraden um $2/3 s$ in Richtung des gemessenen Mittelwertes, so dass der Parabelanteil bei Integration über den Querschnitt, gemäß der Forderung für Eigenspannungen, zu Null wird. Mit dem Parabelabschnitt s

$$s = T_m^* - \frac{(T_{h/2} + T_{-h/2})}{2} = -a \frac{h^2}{4} \quad (5.8)$$

bestimmt sich der konstante Anteil T_k zu:

$$T_k = T_m^* - \frac{1}{3} s = a \frac{h^2}{12} + c. \quad (5.9)$$

Entsprechend sind die nichtlinearen Anteile:

$$T_{E,m} = \frac{1}{3} s = -a \frac{h^2}{12} \quad (5.10)$$

und

$$T_{E,r} = -2 T_{E,m} = a \frac{h^2}{6}. \quad (5.11)$$

Abschließend gilt es noch, die bei der Herleitung der Gleichungen getroffene Annahme des parabolischen Verlaufs des Temperaturprofils zu verifizieren. Diese Annahme bildet die Grundlage für die messtechnische Ermittlung des Beanspruchungszustandes der Bodenplatte aus nur drei Aufnehmern über die Bauteildicke. Die Realisierung erfolgt über die Auswertung der gefundenen Temperaturfunktion in den Höhen 1,02 m und 2,70 m und dem Vergleich mit den tatsächlich gemessenen Temperaturen an diesen Stellen über das Jahr (Bild 5.10). Die mittlere Abweichung bestimmt sich zu $< 2\%$, wodurch eine parabolische Zerlegung gerechtfertigt ist. Gesagt werden muss hierbei jedoch, dass die Angabe der prozentualen Abweichung abhängig vom Absolutwert der Temperatur ist. Für identische Temperaturverläufe würde sich für insgesamt geringere Temperaturen ein größerer Fehler ergeben.

In Bild 5.11 sind die mit obigen Gleichungen ermittelten Anteile im Jahresverlauf dargestellt. Dabei wurde bewusst auf den Ansatz des obersten Temperaturgebers 3 cm unterhalb der Plattenoberkante verzichtet und auf den Temperaturgeber im Abstand von 31 cm zurückgegriffen. Mit diesem Vorgehen wurden die oberen 30 cm der Platte mit den stark ausgeprägten Schwankungen vernachlässigt. Die Begründung für dieses Vorgehen erfolgt im Zuge der Analyse der Plattenbeanspruchung in Kapitel 5.4. Zur besseren Vergleichbarkeit untereinander sind alle Anteile auf Null bezogen. Für den linearen Temperaturanteil ist der negative Wert - gültig für die Plattenoberkante - angegeben. Um den tatsächlich in der Platte herrschenden Beanspruchungszustand aus Temperatur festzustellen, müssten

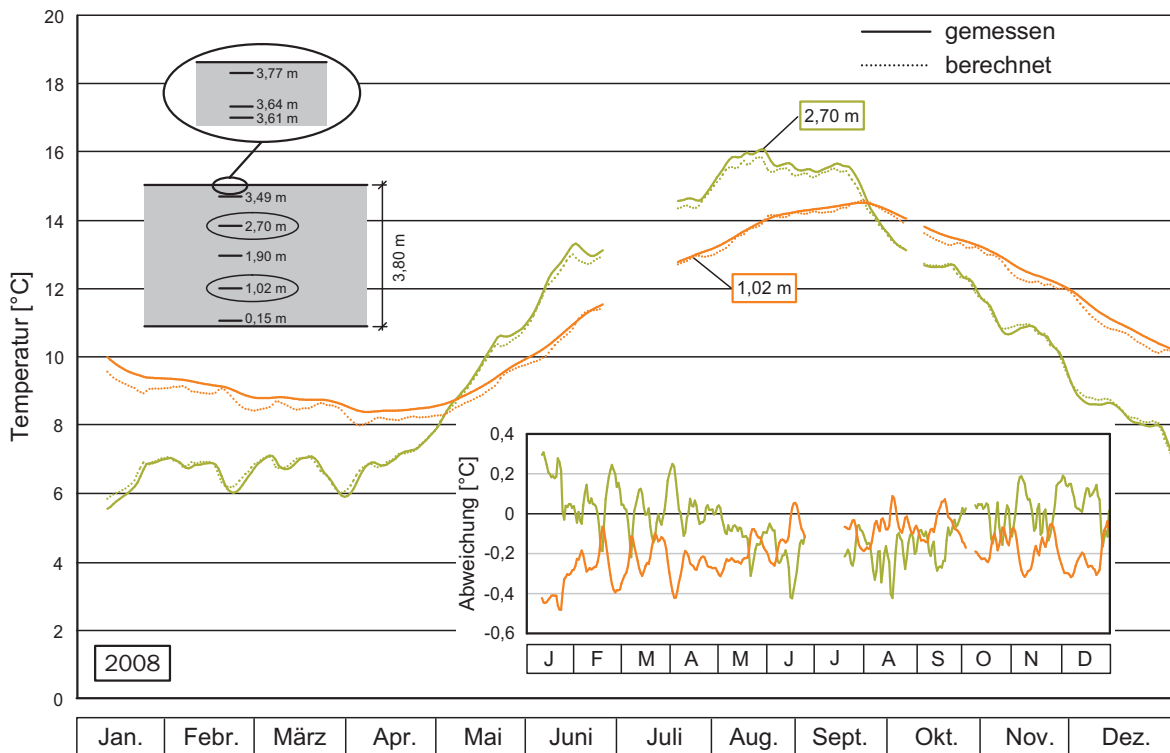


Bild 5.10: Verifikation der Annahme eines parabolischen Temperaturprofils

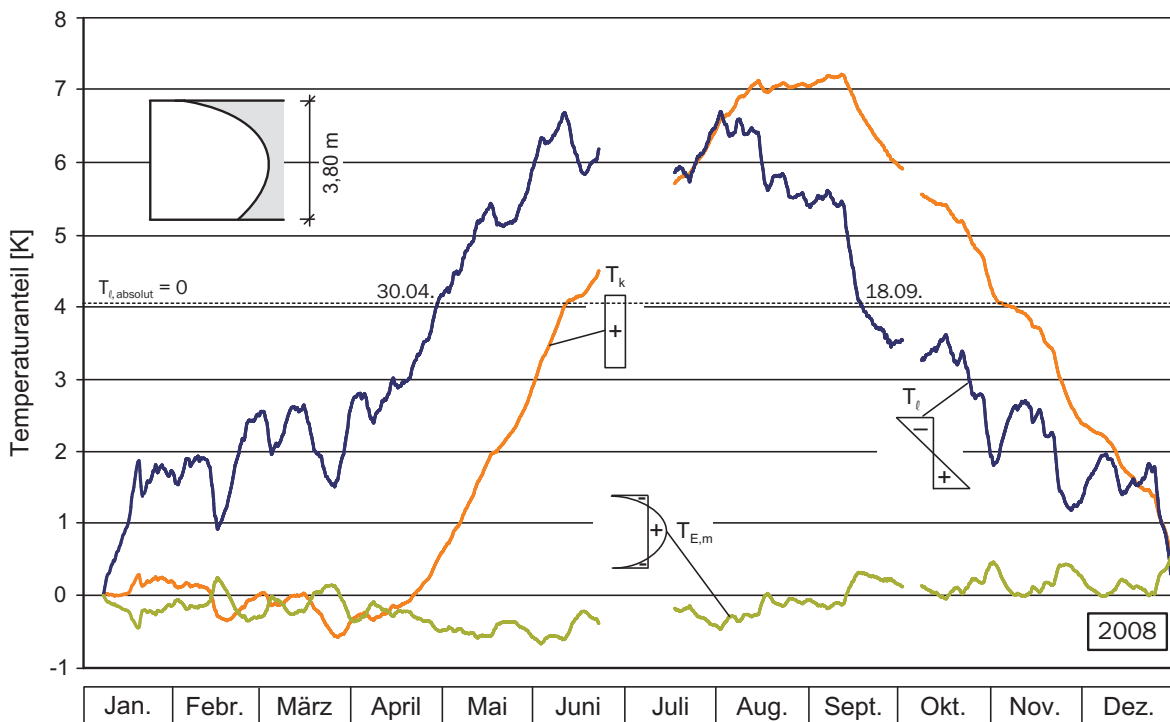


Bild 5.11: Anteile des Temperaturprofils

die Anteile auf die 2. Nullspannungstemperatur bezogen werden. Da jedoch vornehmlich nur die Beanspruchungsänderungen infolge der Kesselmontage betrachtet werden, erfolgt die Wiedergabe der Anteile bezogen auf den 10. Januar 2008. Bis Ende April dominiert der lineare Temperaturanteil. Danach liegt hauptsächlich eine Kombination von konstantem und linearem Anteil vor. Der nichtlineare Anteil ist vergleichsweise gering. Die Vermutung, dass aufgrund der Umkehr des Gradienten im Frühjahr und Herbst vermehrt nichtlineare Anteile auftreten, lässt sich nicht aufrecht erhalten. Die Umkehr geht langsam genug vonstatten, und der Gradient kann sich annähernd linear einstellen. Entsprechend des Temperatureintrags von oben tritt auch die Abfolge der Extremwerte der Anteile auf: erst der nichtlineare, dann der lineare und abschließend der konstante Anteil. Der lineare und konstante Anteil sind in etwa gleich groß.

Die absolute Nullpunktlage des linearen Temperaturanteils liegt um $4,05\text{ °C}$ verschoben, wie in Bild 5.11 zusätzlich dargestellt ist. In Bild 5.12 ist die Häufigkeitsverteilung der Größe des linearen Anteils für die einzelnen Jahre und den Gesamtzeitraum der Messungen aufgeführt. Ein positiver Anteil bedeutet ein Aufschüsseln der Platte, ein negativer Anteil ein Aufwölben (Kapitel 2.2.3).

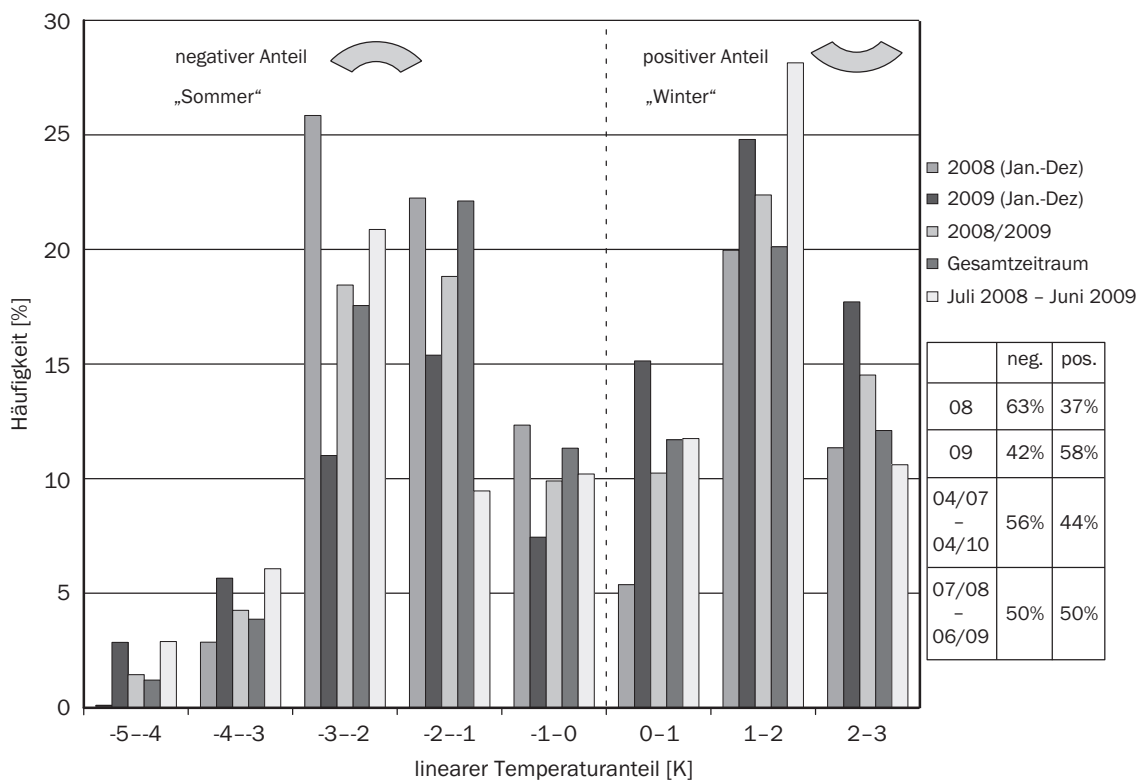


Bild 5.12: Häufigkeitsverteilung der Größe des linearen Temperaturanteils

Zu erkennen ist eine geringere Streubreite im Gesamtzeitraum, in dem im Vergleich zu den Jahren 2008 und 2009 noch eine Hydratationsrestwärme im Querschnitt vorhanden ist bzw. bereits eine Dämpfung durch die Umhausung auftritt. Noch deutlicher tritt dies im Vergleich zum Jahreszyklus mit der geringsten Beeinflussung von Juli 2008 bis Juni 2009 hervor. Beide Ereignisse beeinflussen auch die prozentuale Aufteilung zwischen positivem

und negativem Temperaturanteil leicht. Für das Jahr 2008 ergibt sich ein geringfügig größerer prozentualer Wert für den negativen Anteil, für das Jahr 2009 ein geringerer. Für den Gesamtzeitraum gleicht sich dies jedoch mit einem negativen Anteil von 56 % und einem positivem Anteil von 44 % aus. Für den Jahreszyklus von Juli 2008 bis Juni 2009 ergibt sich hierfür sogar eine Aufteilung von 50 % zu 50 %.

Als Temperatureinwirkung für die massige Bodenplatte ist ein positiver linearer Temperaturanteil von 3 K („Winter“) und ein negativer linearer Anteil von -5 K („Sommer“) anzusetzen. Die durch den linearen Anteil hervorgerufenen Beanspruchungen schwanken somit in einer Größenordnung von 15 K. Für den konstante Anteil ergibt sich eine maximale Schwankungsbreite von maximal 9 K für den gesamten Messzeitraum.

5.3 Validierung der Kesselstützenlast

5.3.1 Messergebnisse Druckkissen

Das in Bild 5.13 dargestellte Diagramm zeigt den gemessenen Spannungsverlauf aller acht funktionstüchtigen Aufnehmer (Messbereich 0-75 bar) im Stützensockelfuß beispielhaft für den Zeitraum der Kesselgerüstmontage. Für diesen Zeitraum existiert eine eindeutige Zuordnung zum Montagegewicht. Das Gewicht des Kesselgerüsts beträgt 36.000 kN. Unter der vereinfachenden Annahme des gleichmäßigen Abtrags über alle vier Kesselgerüststützen wird so planmäßig eine Last von 9.000 kN auf den Sockel aufgebracht, was einer durchschnittlichen Druckspannung von 2,5 bar im Querschnitt entspricht. Die gemessenen Druckspannungen sind auf den 10. Januar 2008 bezogen, so dass die zusätzlich durch das Montagegewicht aufgebrachte Spannung abzulesen ist. Diesem Vorgehen sind die abgebildeten Zugspannungen geschuldet. Die Aufnehmer können nur Druckspannungen bzw. einen Abfall der Druckspannungen registrieren, jedoch keine Zugspannungen.

Auffällig ist der voneinander abweichende Verlauf der gemessenen Spannungen der einzelnen Aufnehmer, der mit zunehmender Lastaufbringung immer deutlicher wird. Vor Beginn der Montage sind die Aufnehmer ausschließlich durch das Stützensockel- und Kellerdeckeneigengewicht belastet und durchschnittlich nur zu etwa 2 % ausgenutzt. Nach Beendigung der Montage liegt der durchschnittliche Ausnutzungsgrad bei etwa 6 %. Die gemessenen Spannungsunterschiede sind auch später bei deutlich höheren Ausnutzungsgraden weiterhin vorhanden (Bild 5.14). Sie sind demnach nicht auf einen zu geringen Lastbereich zurückzuführen. Ein trotz des Verpressvorgangs verbliebener Spalt zwischen einzelnen Aufnehmern und dem Beton kann ebenfalls ausgeschlossen werden, da dieser bei dem vorhandenen Lastniveau überdrückt würde. Gleiches gilt für ein Gewölbe, welches sich aufgrund der lokalen Überdeckung der Aufnehmer mit der Betonschutzschicht bei der Installation hätte ausbilden können. Aufnehmer G-E5, der nach Bild 5.14 keinen Lastanstieg verzeichnet, zeigte bereits vor dem Verpressvorgang plausible Werte an. Bei näherer Betrachtung ist zu erkennen, dass jedesmal dann ein geringer Anstieg der Spannungen existiert, wenn bei allen anderen Aufnehmern ein starker Abfall auftritt. Die unterschiedlichen Messergebnisse der Aufnehmer sind daher nicht auf Fehler bei der Installation zurückzuführen. Wie noch gezeigt wird, liegt die Ursache für die unterschiedliche

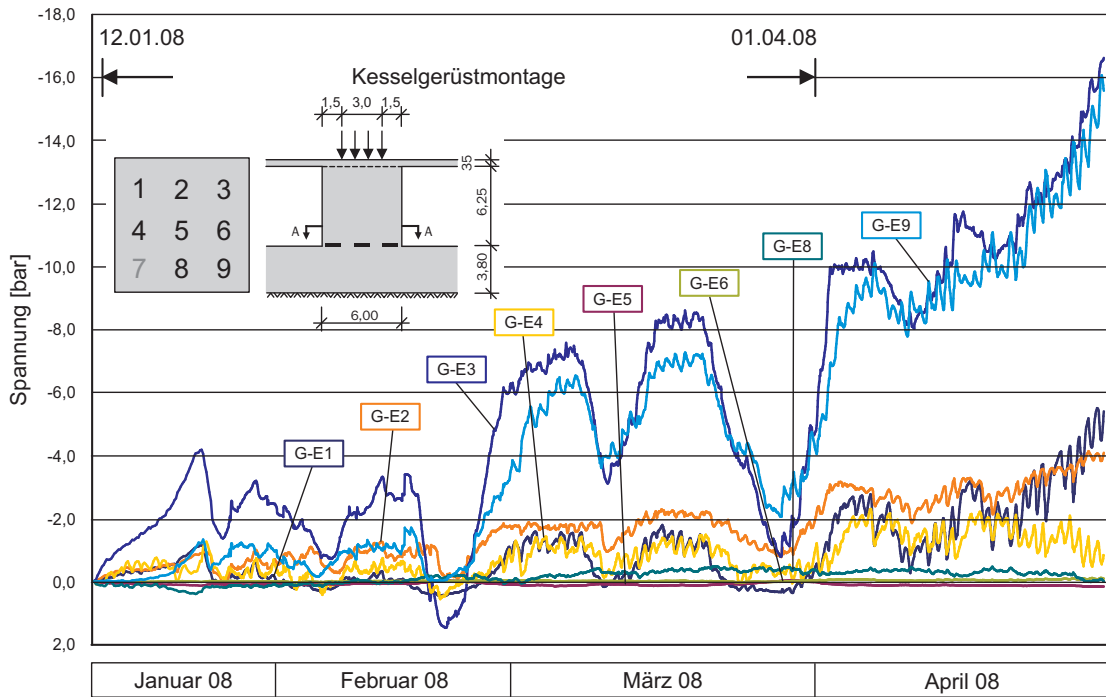


Bild 5.13: Gemessener Spannungsverlauf im Fuß des Kesselstützensockels zur Zeit der Kesselgerüstmontage

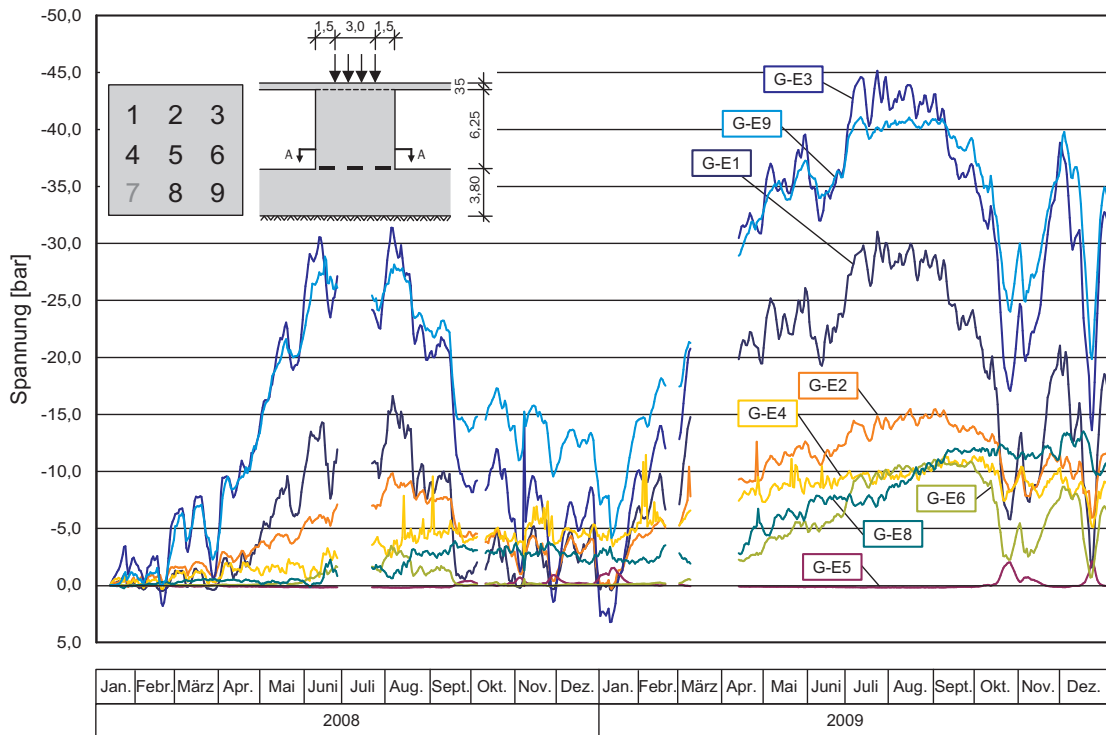


Bild 5.14: Gemessener Spannungsverlauf im Fuß des Kesselstützensockels im Zeitraum 2008 - 2009 (Tagesmittelwerte)

Spannungsverteilung über den Querschnitt des Sockels nicht in einer Über- oder Unterregistrierung aufgrund der Steifigkeitsproblematik der Aufnehmer (wobei ein Einfluss nicht völlig ausgeschlossen werden kann), sondern in der Verformung der Bodenplatte, wodurch Zwangsspannungen im Sockelfuß entstehen.

Darüber hinaus fällt der stark schwankende Verlauf über die Zeit auf, der jedoch im Einklang mit den gemessenen und ebenfalls schwankenden Temperatureinwirkungen steht (siehe Kapitel 5.2). Dies lässt auf eine Abhängigkeit der Messwerte vom herrschenden Temperaturzustand im Bauwerkskörper schließen. In Bild 5.14 sind nur die Tagesmittelwerte dargestellt, da die Temperaturschwankungen im Tagesverlauf vernachlässigbar sind.

5.3.2 Spannungsverteilung über den Querschnitt

Im Bereich des 6×6 m großen Kesselstützensockels treten unterschiedliche Verformungen der Bodenplatte und damit verbunden unterschiedliche Stauchungen des steifen Stützensockels auf. In Abhängigkeit der Größenordnung der Stauchungen stellen sich die Spannungen ein. Entsprechend kommt es zu einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung über den Stützenquerschnitt in Abhängigkeit der Verformungsfigur der Platte, die sich im unteren Sockelbereich, in dem die Aufnehmer installiert sind, am deutlichsten bemerkbar macht. Dieser Sachverhalt wird im Folgenden numerisch näher untersucht, um eine Aussage hinsichtlich der Plausibilität der Messungen zu erhalten. Zusätzlich kann die Größenordnung der fremdinduzierten Spannungen identifiziert werden. Als fremdinduzierte Spannungen werden hier Spannungen bezeichnet, die im Sockel durch die Verformung der Platte hervorgerufen werden und nicht aus der Last der Stütze resultieren.

Hierfür wird zunächst nur die Achse 5 der Bodenplatte unter Vernachlässigung des oberen Anbaus als Plattenstreifen diskretisiert. Die Abbildung des Sockels D5 erfolgt mit Volumenelementen. Als Belastung wird der auf Achse 5 versetzte östliche Treppenturm und die beiden Kesselstützen mit Eigengewichtslasten (EG) angesetzt. Somit können in diesem ebenen Schnitt die wesentlichen Belastungen simuliert und deren Auswirkungen auf den Spannungszustand im Sockel identifiziert werden (Bild 5.15):

- Entstehung einer „Setzungsmulde“ unter dem Sockel bei Belastung des Sockels selbst oder wenn der Sockel hinter dem zweiten Wendepunkt (WP) der Verformungskurve liegt,
- Entstehung eines „Setzungssattels“ unter dem Sockel, wenn sich dieser zwischen den beiden Wendepunkten befindet.

Bei einer Muldenlage werden die Ecken vertikal am meisten gestaucht, sie erfahren deshalb die größten Druckspannungen. Zur Mitte hin fallen diese Spannungen ab, gehen für den Lastfall „EG Treppenturm“ sogar in Zugspannungen über. Für den Lastfall „EG Sockel D5“ ist die Spannungsverteilung im Sockel nahezu symmetrisch, was für den Lastfall „EG Treppenturm“ bedingt durch die Verformungsfigur der Platte nicht zutrifft. Beim Lastfall „EG Sockel H5“ dreht sich das Verhalten aufgrund der Sattellage um, die äußeren Ränder werden gezogen und in der Mitte entsteht Druck. Durch die Verformung der Platte

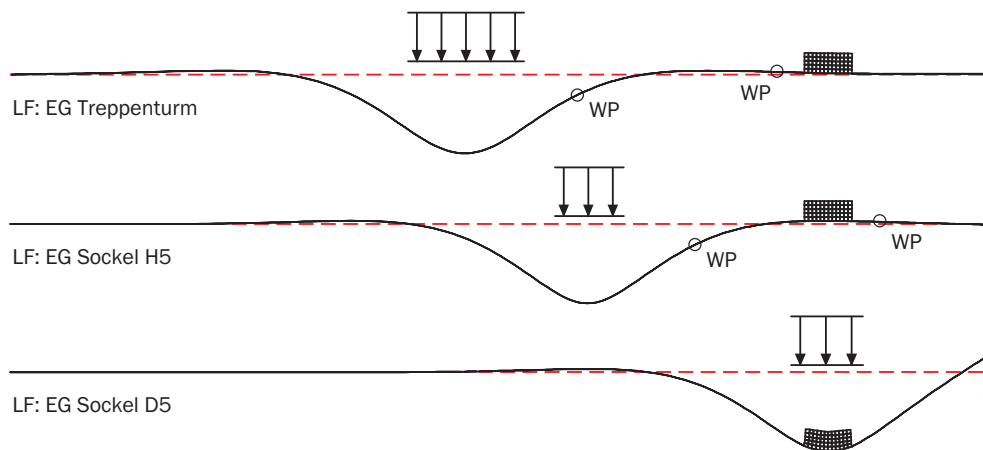


Bild 5.15: Entstehung von „Setzungsmulden“ und „Setzungssatteln“ unter der Stütze

wird somit eine zusätzliche Spannung im Stützensockel hervorgerufen. Maßgeblich für die Art der Spannungsverteilung ist die Lage des Sockels innerhalb der Verformungsfigur der jeweiligen Last. Diese ist neben dem Verhältnis von Boden- zu Bauwerkssteifigkeit auch abhängig von der Lastintensität. So kann zum Beispiel vom Kesselstützensockel H5 bei geringer Last eine Mulde hervorgerufen werden, bei größerer Last ein Sattel. Somit sind bauphasenbedingte Änderungen der gemessenen Spannungsverteilung zu erwarten.

Darüber hinaus wird an diesem vereinfachten Beispiel der Einfluss der Kellerdecke untersucht. Dazu wird diese mit variierenden Steifigkeiten abgebildet. Zuvor konnten sich die Volumenelemente am oberen Rand des Sockels frei verformen, nun werden sie entsprechend der Steifigkeit der Decke behindert. Es zeigte sich, dass sich dadurch nicht etwa die Verformungen und Spannungen ausgleichen, sondern dass die Decke die zuvor beschriebenen Effekte sogar noch verstärkt, sofern die Decke die Verformungsfigur nicht beeinflusst und sich damit die Wendepunkte nicht verschieben.

Abschließend erfolgt die Berechnung der gesamten Platte unter Verwendung der Netzverfeinerung (Bilder 5.1 und 5.2), um auch die räumlichen Effekte untersuchen zu können. Die Bettung wird zunächst konstant angesetzt, um die Ergebnisse anschaulich zu halten. Erst im Nachgang wird der Einfluss einer bereichsweise differierenden Bettung untersucht. Die Lastfälle entsprechen denjenigen am Plattenstreifen unter Hinzunahme der Achse 3. Die Untersuchung erfolgt für jeden Lastfall getrennt, um den jeweiligen Einfluss erkennen und beurteilen zu können. Die Verformungen und die daraus resultierenden Spannungen aller Lastfälle sind plausibel. Exemplarisch sind sie für die Lastfälle der Eigengewichtslasten der Kesselstützensockel in Tabelle 5.4 wiedergegeben. Im räumlichen Zustand entstehen analog zum ebenen Zustand bei der Setzungsmulde in den Ecken die größten Druckspannungen, an den Rändern sind sie erhöht und zur Stützenmitte hin entstehen Zugspannungen. Bei einem Setzungssattel entsteht eine entgegengesetzte Spannungsverteilung. Die Größe der fremdinduzierten Spannungen bezogen auf die Spannungen aus der Last des Sockels D5 beträgt für diese Einzellastfälle maximal 7%, steigt jedoch für kombinierte Laststellungen noch deutlich an und ist auf keinen Fall vernachlässigbar. Der Spannungsverlauf über die Höhe des 6,25 m hohen Stützensockels ist für den Lastfall „Eigengewicht und Kesselgerüstlast“ und somit für eine Setzungsmulde in Tabelle 5.5 dargestellt.

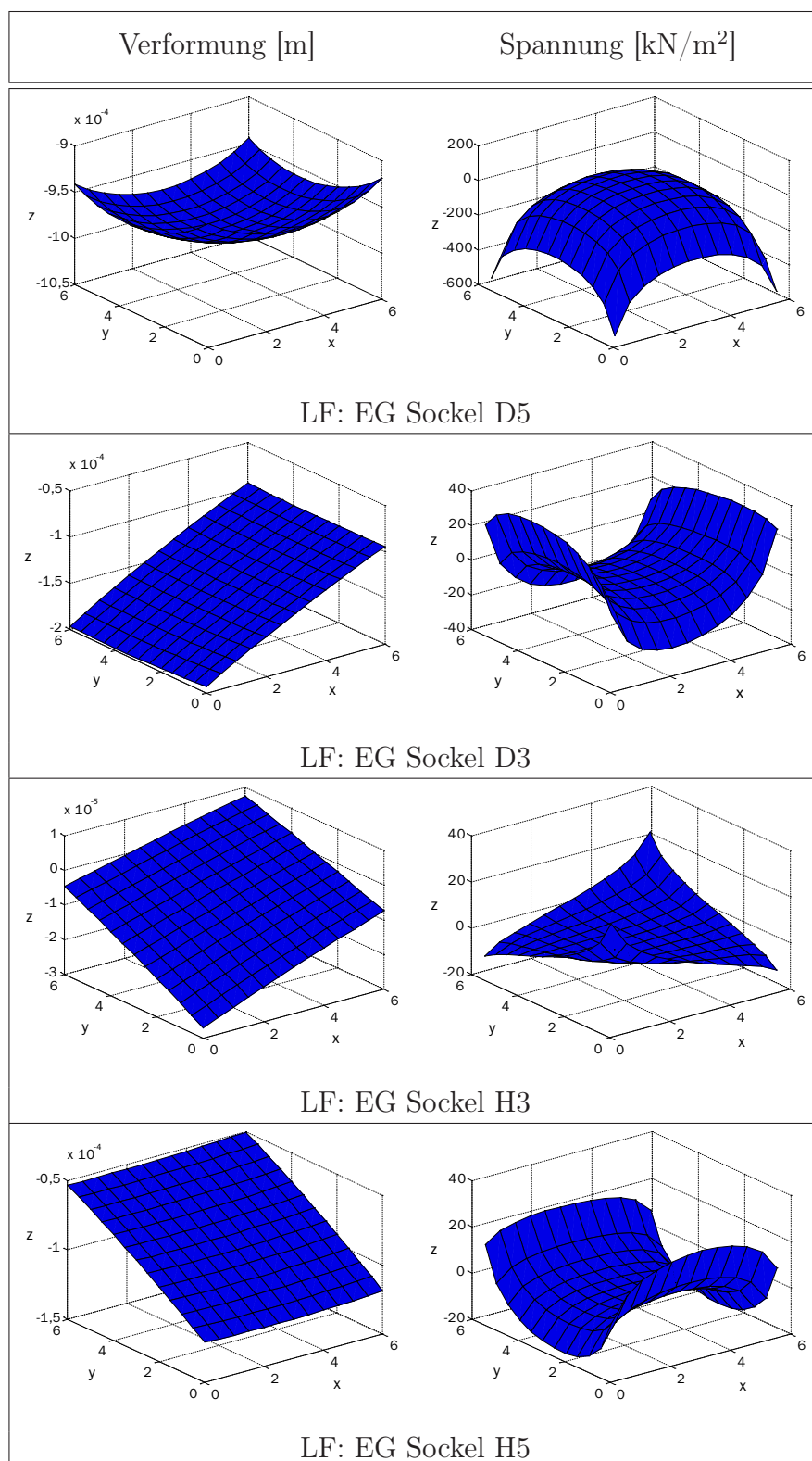
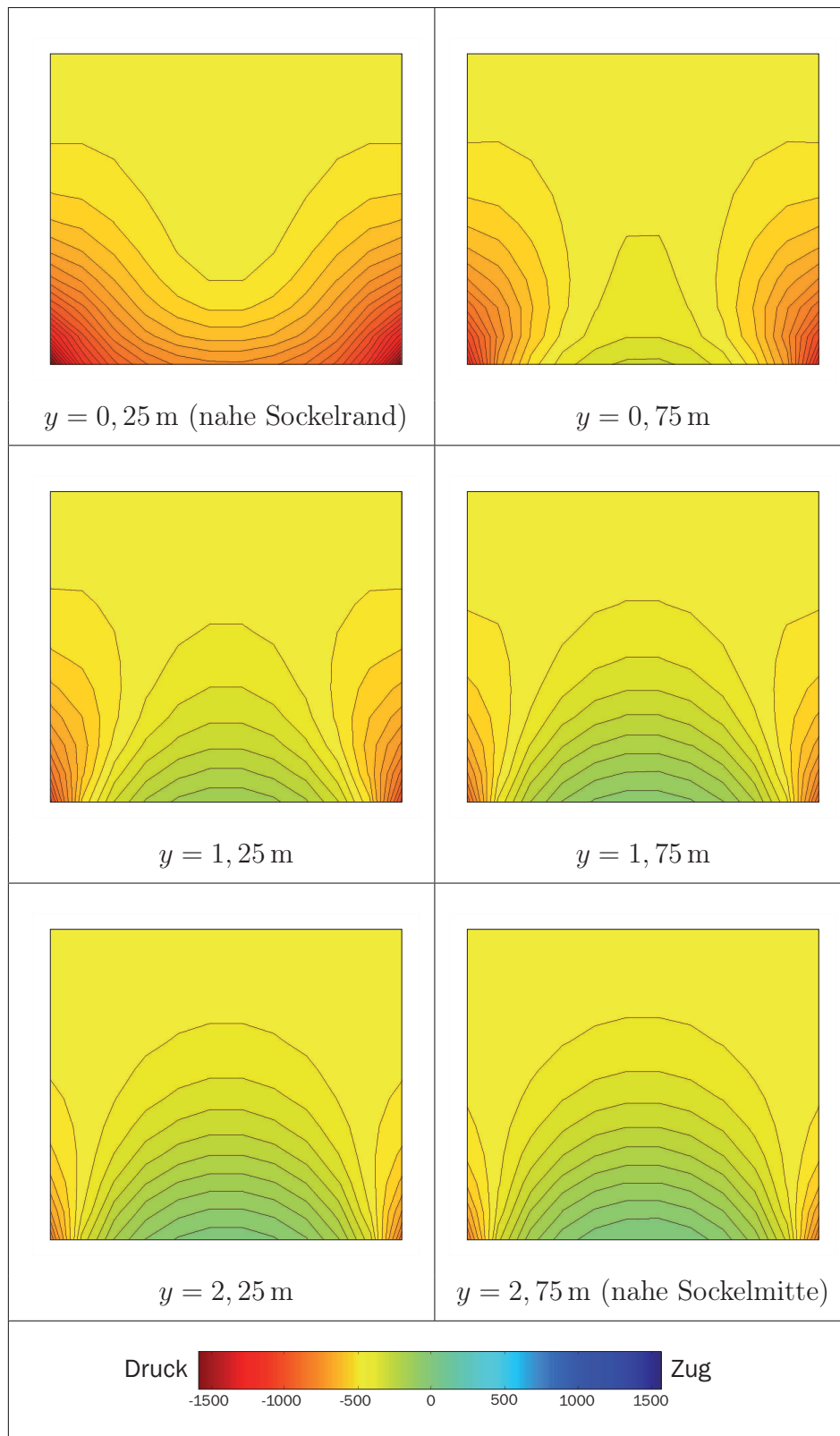


Tabelle 5.4: Verformungen und Spannungen in der unteren Elementebene des Kesselstützensockels D5

Tabelle 5.5: Spannungsverlauf über die Höhe des Stützensockels [kN/m^2]

Da der Spannungsverlauf nahezu symmetrisch ist, sind nur die Schnitte in Elementmitte bis zur Stützenmitte angegeben. Die zuvor beschriebenen Spannungskonzentrationen im Rand- und Eckbereich sind ebenso erkennbar wie der deutliche Spannungsabfall zur Sockelmitte hin mit leichten Zugspannungen im Mittelpunkt. Ebenso wird deutlich, dass nur im oberen Drittel ein ungestörter Spannungszustand herrscht. Für diese Berechnung wurde die Belastung über den gesamten Querschnitt eingeleitet. Da in der Realität das Kesselgerüst geringere Abmessungen als der Sockel aufweist, stellt dies den Lasteinleitungsbereich mit ebenfalls uneinheitlichem Spannungszustand über den Querschnitt dar. Insofern hätte sich eher entweder der Mittelbereich des Sockels oder aber der Bereich direkt unter der Lastverteilungsplatte des Stahlgerüsts für eine Spannungsmessung angeboten, wobei beides Probleme bei der Installation und Leitungsführung mit sich gebracht hätte.

Für die Laststeigerung aus dem Gewicht des Kesselgerüsts von 36.000 kN sind in den Tabellen 5.6 und 5.7 die gemessenen Spannungen und Setzungen den berechneten Werten jeweils ohne und mit Berücksichtigung einer veränderlichen Bettungsmodulverteilung gegenübergestellt. Der Einfluss einer bereichsweise differierenden Bettung macht sich bedingt durch die Unterschiede in der Verformungsfigur bemerkbar. Die korrekte Abschätzung der Bodensteifigkeit ist somit ebenfalls entscheidend für die Bestimmung der Zwangsspannungen. Die gemessenen Werte können augenscheinlich nicht numerisch simuliert werden. Der Grund hierfür ist vor allem in der vorliegenden Komplexität der Bauaktivitäten an den verschiedensten Stellen der Bodenplatte und den damit hervorgerufenen fremdinduzierten Spannungen und in der im Folgenden erläuterten Temperaturbeanspruchung zu sehen.

	G-E1	G-E2	G-E3	G-E4	G-E5	G-E6	G-E7	G-E8	G-E9
$\Delta\sigma_{gem}$	-321,6	-271,6	-976,9	-86,1	3,8	-5,8	-	-36,4	-1109,7
$\Delta\sigma_{FE,k_s}$	-800,9	-390,9	-776,9	-398,9	15,5	-404,7	-780,8	-387,4	-796,7
$\Delta\sigma_{FE,k_s^*}$	-844,9	-394,9	-766,6	-402,1	25,0	-408,1	-776,7	-391,1	-844,8

k_s - konstante Bettungsmodulverteilung, k_s^* - veränderliche Bettungsmodulverteilung

Tabelle 5.6: Vergleich von gemessenen und berechneten Spannungen [kN/m²]

	Ecke G-E1	Ecke G-E3	Ecke G-E7	Ecke G-E9
Δs_{gem}	-1,30	-1,40	-3,10	-3,10
$\Delta s_{FE,k_s}$	-2,17	-1,96	-2,28	-2,07
$\Delta s_{FE,k_s^*}$	-2,46	-2,21	-2,73	-2,46

k_s, k_s^* - siehe Tabelle 5.6

Tabelle 5.7: Vergleich von gemessenen und berechneten Setzungen [mm]

5.3.3 Temperaturbeeinflusster Spannungsverlauf

Die in den gemessenen Spannungsverläufen zu beobachtende deutliche Übereinstimmung der Spannungs- und Temperaturschwankungen ist nicht in einer Temperaturabhängigkeit des Aufnehmers, sondern in einer gemessenen Zwangspannung aus Temperatur begründet.

Im noch nicht nachverpressten Zustand hatten nur die Aufnehmer G-E4 und G-E5 Kontakt und zeigten einen Messwertverlauf an. Alle anderen Aufnehmer lieferten durchgängig nur einen konstanten Wert. Da in diesem Zeitraum bedingt durch die abnehmende Hydratationswärme große Temperaturdifferenzen herrschten, bedeutet dies, dass der bauartbedingte Temperaturfehler zu vernachlässigen ist. Auch ein Temperaturfehler resultierend aus der Wechselwirkung von Aufnehmer und Beton kann für die vorliegenden Schwankungen ausgeschlossen werden. Hierfür wird der gemessene Verlauf von Spannung und Temperatur des Aufnehmers G-E5 zwei Wochen nach der Betonage des Sockels betrachtet (Bild 5.16 links). Zu dieser Zeit war der Sockel noch unbelastet und der Bereich einer direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Die allmählich entweichende Hydratationswärme ist an der gemessenen Temperatur erkennbar, die im Inneren des Sockels von den täglichen Temperaturschwankungen unbeeinflusst bleibt. Die gemessene Spannung zeigt hingegen einen deutlichen Tagesgang an. Dies ist nur auf eine Temperaturbeanspruchung des Bauteils zurückzuführen. Der ermittelte lineare Temperaturanteil, welcher eine Biegebeanspruchung in der Platte hervorruft, ist zum Vergleich in Bild 5.16 (rechts) gegen die gemessene Spannung aufgetragen. Eine ähnliche Charakteristik zeigt die Temperaturdifferenz von Sockelrand und Sockelkern. Die am Messort existierenden Temperaturschwankungen von bis zu 15 K würden bei einem Temperaturfehler von 0,0075 bar/K (siehe Kapitel 4.4.3) eine Schwankung von 0,1 bar über das Jahr verursachen.

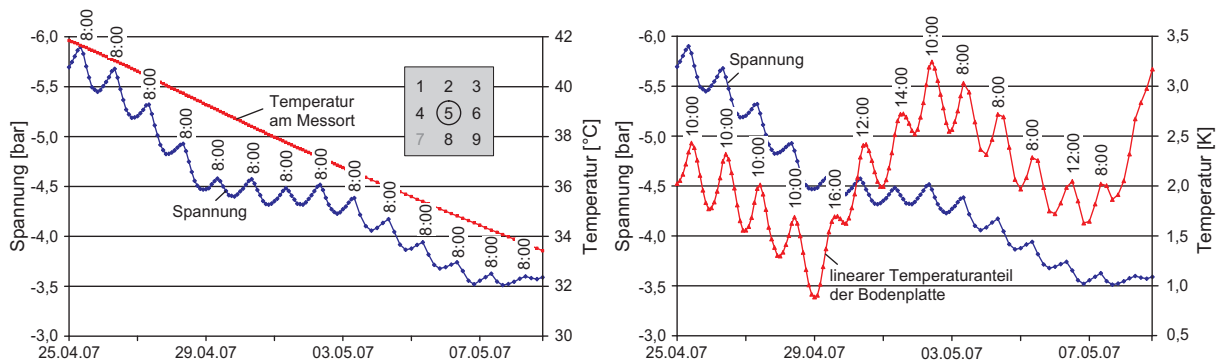


Bild 5.16: Vergleich der gemessenen Spannung in Sockelmitte mit der Temperatur am Aufnehmer (links) und mit dem linearen Temperaturanteil der Bodenplatte (rechts)

Existiert eine Abnahme des linearen Temperaturgradienten, d.h. findet eine Erwärmung an der Plattenoberkante statt, dann kommt es aufgrund der behinderten Verkrümmung der Platte zu Druckspannungen an den Außenkanten und zu Zugspannungen im Inneren des Sockels. Zu erkennen ist dies für den Aufnehmer in Sockelmitte in Bild 5.16 (rechts). Bei einer Abkühlung an Plattenoberkante entstehen im Inneren Druckspannungen. Diese sind jedoch nur während eines Temperatursturzes in den Monaten mit einem

positiven Gradienten so groß, dass sie die geringen negativen Spannungen aus der Sockellast übertreffen und deshalb auch von Aufnehmer G-E5 registriert werden (Bild 5.14). Eine ausführliche Erläuterung dieses Sachverhalts erfolgt im Zuge der Untersuchung des Beanspruchungszustandes der Bodenplatte in Kapitel 5.4.

Auch in einer numerischen Vergleichsrechnung mit dem Volumenelementmodell konnten für eine konstant herrschende Temperaturdifferenz von $\Delta T = +10$ K die zuvor beschriebenen über den Querschnitt veränderlichen Zwangspannungen ermittelt werden. In Bild 5.17 sind diese gemeinsam mit dem zugehörigen Temperaturfeld angegeben.

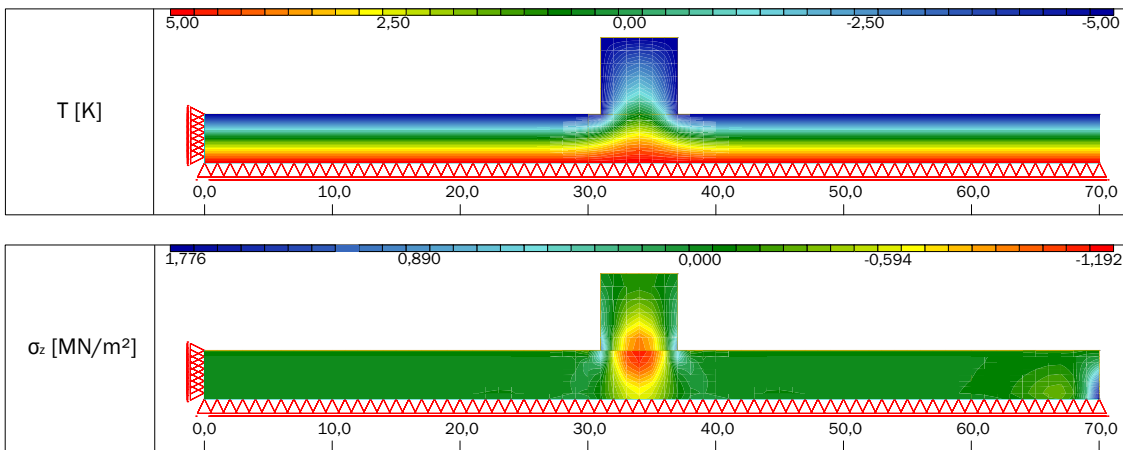


Bild 5.17: Temperaturfeld und vertikale Zwangspannung infolge einer Temperaturdifferenz von $\Delta T = +10$ K

Aufgrund der deutlichen Übereinstimmung der Schwankungen von gemessener Spannung und Temperatur liegt die Vermutung nahe, dass eine Identifikation des Anteils der temperaturbedingten Spannungen an den gemessenen Gesamtspannungen des einzelnen Aufnehmers anhand von Diagrammen oder auch mittels aufwendigerer Ausgleichsrechnungen unter Verwendung der Methode der kleinsten Quadrate o.ä. möglich ist. Beispiele für eine erfolgreiche Umsetzung sind z.B. Clayton et al. (2002), Daigle & Zhao (2004), Moormann (2006) oder Tesarik et al. (2006) zu entnehmen. Für die Beanspruchung der Bodenplatte gilt dies auch für die vorliegende Arbeit. Für die Messungen im Stützensockelfuß trifft dies nicht zu, wie verschiedenartige Untersuchungen zeigen. Exemplarisch ist eine Gegenüberstellung von der gemessenen Spannung und der Temperatur am Messort bzw. dem linearen Temperaturanteil für Aufnehmer G-E1 in Bild 5.18 wiedergegeben. Der Jahresgang wird überdeutlich. Trotzdem ist die Bestimmung einer, wenn auch nur bereichsweise gültigen, Temperaturabhängigkeit nicht möglich. Der Grund hierfür liegt in der Überlagerung von Einflüssen aus saisonal bedingten Temperaturänderungen im Sockel, saisonal bedingten Temperaturdifferenzen über die Dicke der Bodenplatte, fremdinduzierten Spannungen aus Bautätigkeiten an anderer Stelle der Bodenplatte und Auflast der Stütze selbst ohne einen Zeitraum mit ruhender Bauaktivität. Im Bereich des Sockels geht das eindimensionale Temperaturfeld in ein mehrdimensionales über. Die Spannungssituation ist von der Temperatur- und Lastgeschichte abhängig, reagiert sensibel auf die anstehende Bodensteifigkeit und ist somit äußerst komplex.

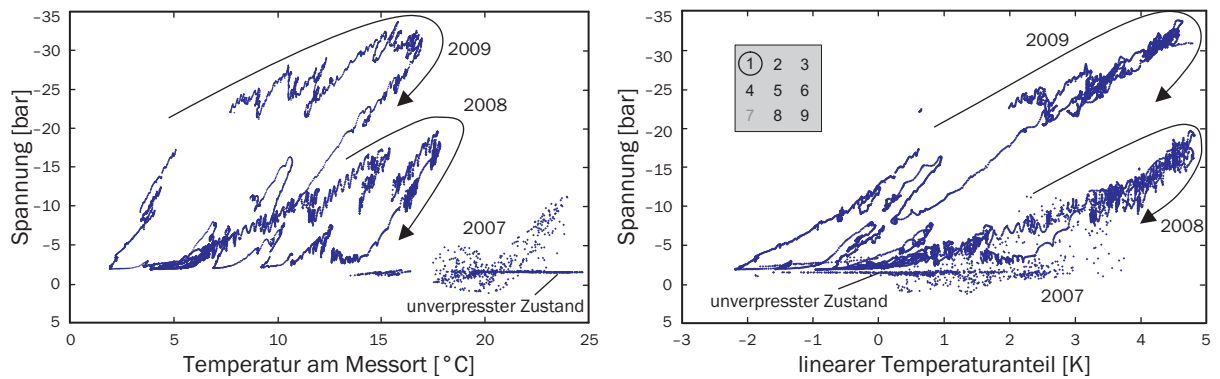


Bild 5.18: Gegenüberstellung der gemessenen Spannung und der Temperatur am Messort (links) bzw. des linearen Temperaturanteils (rechts) für Aufnehmer G-E1

Numerisch konnte der qualitative Verlauf der Spannungsschwankungen der einzelnen Aufnehmer am Modell der Bodenplatte infolge der Lufttemperaturganglinie sehr gut nachgebildet werden [Stopp & Dierke 2010]. Ein direkter Vergleich mit den gemessenen Werten ist aufgrund der oben genannten Einflüsse und der im vorherigen Kapitel geschilderten Abhängigkeit von der Verformungsfigur der Bodenplatte nicht umsetzbar. Der Aufnehmer G-E5 zeigte, wie erwartet, einen hauptsächlich im Zugbereich liegenden Spannungsverlauf, was in Kombination mit den numerisch berechneten Zugspannungen aus dem Lastanteil den konstanten Messwertverlauf belegt.

Es bleibt festzuhalten, dass die Ursache der Schwankungen in den aus dem mehrdimensionalen Temperaturfeld entstehenden Zwangspannungen gefunden und das qualitative Verhalten identifiziert werden konnte. Bei Erwärmung der Plattenoberkante steigen die Rand- und Eckspannungen an, bei Abkühlung nehmen sie ab. Für die Sockelmitte stellt sich dieses Verhalten umgekehrt dar. Über eine numerische Berechnung mit Volumenelementen sind die temperaturinduzierten Zwangspannungen gut erfassbar, eine Eliminierung aus den Messverläufen gelingt jedoch nicht.

5.3.4 Ermittlung der Gesamtstützenlast

Zur Ermittlung der Gesamtstützenlast ist eine Integration der gemessenen Spannungen über den Stützenquerschnitt notwendig. Eine Mittelwertbildung aus den acht Spannungswerten und Integration über die Querschnittsfläche wäre nur für eine gleichmäßige Spannungsverteilung zielführend gewesen. Bedingt durch die zuvor beschriebenen Erkenntnisse wird die Gesamtlast mit Hilfe der SIMPSON-Formel bestimmt. Die Voraussetzung zur Anwendung dieses einfachen Integrationsverfahrens in Form von äquidistant angeordneten Stützstellen wird durch die Anordnung der Spannungsaufnehmer über den Querschnitt erfüllt. Bei diesem Verfahren wird der Integrationsbereich in Intervalle der Größe $2h$ unterteilt und in diesen der Verlauf $f(x)$ jeweils durch ein Polynom zweiten Grades angenähert. Da im vorliegenden Fall nur drei Stützstellen in jeder Richtung vorhanden sind, wird somit nur über ein Intervall integriert. Die halbe Intervallbreite h ergibt sich für beide Richtungen zu $h_x = h_y = 2,60\text{ m}$. Für den räumlichen Fall stellt sich mit den

Bezeichnungen nach Bild 5.19 das Integral im Integrationsbereich B

$$B = \{(x, y) | x_1 \leq x \leq x_3, y_1 \leq y \leq y_3\} \quad (5.12)$$

wie folgt dar:

$$\begin{aligned} I(f) &= \iint_B f(x, y) dx dy = \int_{x_1}^{x_3} \left(\int_{y_1}^{y_3} f(x, y) dy \right) dx \\ &\approx \int_{x_1}^{x_3} \left(\frac{h_y}{3} (f(x, y_1) + 4f(x, y_2) + f(x, y_3)) \right) dx \\ &= \frac{h_y}{3} \left[\int_{x_1}^{x_3} f(x, y_1) dx + \int_{x_1}^{x_3} 4f(x, y_2) dx + \int_{x_1}^{x_3} f(x, y_3) dx \right] \\ &\approx \frac{h_y}{3} \left[\left(\frac{h_x}{3} (f(x_1, y_1) + 4f(x_2, y_1) + f(x_3, y_1)) \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(4 \left(\frac{h_x}{3} (f(x_1, y_2) + 4f(x_2, y_2) + f(x_3, y_2)) \right) \right) \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{h_x}{3} (f(x_1, y_3) + 4f(x_2, y_3) + f(x_3, y_3)) \right) \right] \\ &\approx \frac{h_x h_y}{9} [f_7 + 4f_8 + f_9 + 4f_4 + 16f_5 + 4f_6 + f_1 + 4f_2 + f_3]. \end{aligned} \quad (5.13)$$

Für den relativ schmalen Randbereich werden vereinfachend gebietsweise konstante Spannungen angesetzt, wobei jedem beliebigen Randpunkt der Funktionswert derjenigen Stützstelle zugeordnet wird, welche ihm in der Ebene am nächsten liegt (siehe Bild 5.19).

Wie sich in Vergleichsberechnungen herausstellte, liefert die SIMPSON-Formel gegenüber dem komplexeren Verfahren der bikubischen Spline-Interpolation nahezu gleiche Ergebnisse [Hebbinghaus 2009]. Hierbei werden möglichst glatte Flächen durch vorgegebene Stützstellen konstruiert. Da die Verwendung von Polynomen als Ersatzfunktion zu großer Welligkeit führen kann, werden bei der Spline-Interpolation stückweise bikubische Polynome zusammengesetzt. Hierbei wird gefordert, dass sie mit gleicher Krümmung aneinander anschließen, um die Glattheit zu gewährleisten. Da im vorliegenden Fall nur die Funktionswerte und nicht die Ableitungen bekannt sind, werden natürliche Splines ohne Krümmung in den äußeren Stützstellen verwendet. Für detailliertere mathematische Hintergründe siehe z.B. Späth (1986) und Engeln-Müllges & Reutter (1987). Der geringe Unterschied zwischen den beiden Verfahren wird weniger durch den Grad des Interpolationspolynoms auf den innenliegenden Teilflächen bemerkbar, als vielmehr durch die Möglichkeit der Extrapolation außerhalb der Stützstellen. Da sich die Spannungen in den Eckbereichen konzentrieren, liefert die bereichsweise konstante Approximation bei der SIMPSON-Formel größere Werte als die natürlichen Splines, welche außerhalb der am Rand liegenden Stützstellen mit konstanter Steigung weiter verlaufen und in den Ecken

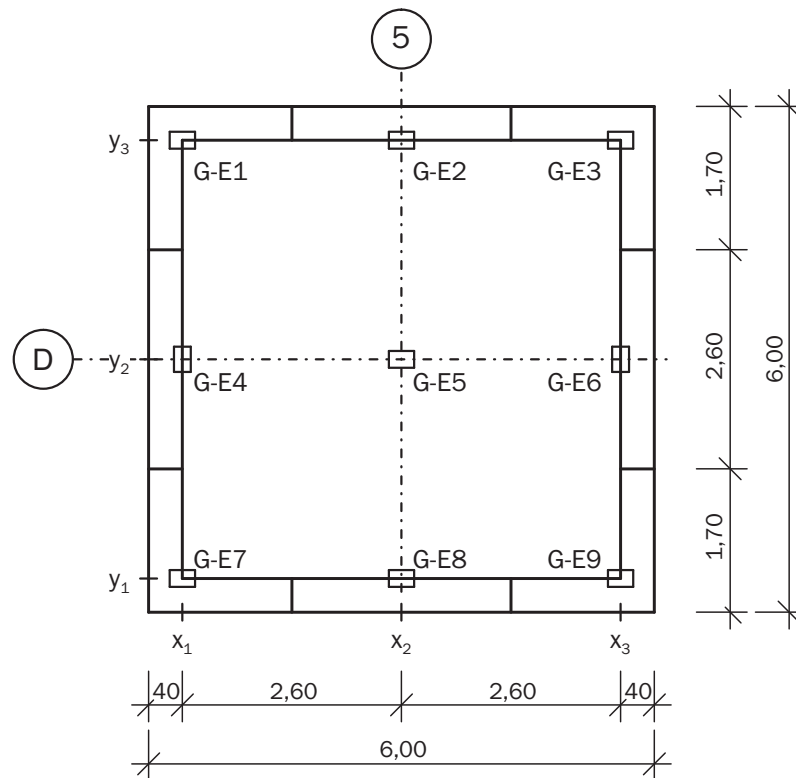


Bild 5.19: Koordinatensystem für die Anwendung der SIMPSON-Formel

zwar eine höhere Spannung ergeben, in geringem Abstand zur Ecke jedoch schnell unter den Wert der Stützstelle abfallen.

Problematisch bei der Durchführung der Integration wirkt sich der Ausfall von Aufnehmer G-E7 aus. Die durchgeführten FE-Berechnungen zur Spannungsverteilung unter dem Stützensockel zeigen für die Ecksensoren ein diagonal paarweise ähnliches Verhalten unabhängig von Belastungszustand und angenommener Bettungsverteilung (Tabelle 5.6). Bezüglich der Messwerte kann dieses Verhalten nicht nachgewiesen werden. Bei diesen spielen jedoch auch die Temperatureinflüsse eine wesentliche Rolle. Zur Integration mit der SIMPSON-Formel wird von der Annahme eines etwa gleich großen Messwertes von Aufnehmer G-E7 und G-E3 ausgegangen.

Zu Testzwecken wurden aus der numerischen Spannungsverteilung die Werte an den Messstellen entsprechend Bild 5.2 ausgelesen, und mit Hilfe der SIMPSON-Formel wurde rückwirkend die aufgebrachte Sockellast bestimmt. Aufgrund der parabolischen Verformungsfigur und nur geringsten Zugspannungen in der Sockelmitte stimmte das Ergebnis für einen Lastfall mit Belastung des Sockels sehr gut überein. Bei der Integration der fremdinduzierten Spannungen ändert sich diese Figur, wodurch Abweichungen entstehen. Für die Integration der realen Messwerte entsteht das Problem, dass der Aufnehmer G-E5 keine Zugspannungen anzeigen kann. Die sich sonst über den Querschnitt aufhebenden Spannungen werden dadurch überschätzt. Da jedoch im Mittelpunkt des Sockels bei den fremdinduzierten Spannungen nicht die Maximalwerte auftreten (Tabelle 5.4), ist dieser Fehler akzeptabel.

Für die Integration des Anteils der temperaturbedingten Spannungen kann dieser Wert nicht vernachlässigt werden. Da die Spannungen zusätzlich aus einem mehrdimensionalen Temperaturfeld im Bereich des Sockels stammen, würden sie sich bei einer parabolischen Integration über den Querschnitt nicht aufheben. Die numerische Berechnung des Spannungsverlaufs aus saisonaler Temperatur für Aufnehmer G-E5 als Ersatz für den Messwertverlauf stellt somit keine Lösung dar. Gleiches gilt für die numerische Bestimmung des Verlaufs für alle Aufnehmer und Herausrechnung der Temperatur vor der Integration, da die Aufnehmer aufgrund der beschriebenen komplexen Spannungssituation unterschiedlich auf die Temperatureinwirkung reagieren (Bild 5.20). Im idealen Fall wären die Spannungsverläufe aus Temperatur jeweils für die Eck- und Randaufnehmer ähnlich. In den Messwerten sind hier größere Abweichungen zu verzeichnen. Die temperaturbedingten Spannungen sind vor allem in den Eckbereichen dominierend, zu sehen am jeweils hohen Korrelationskoeffizienten für einen Zeitraum mit geringer Bauaktivität.

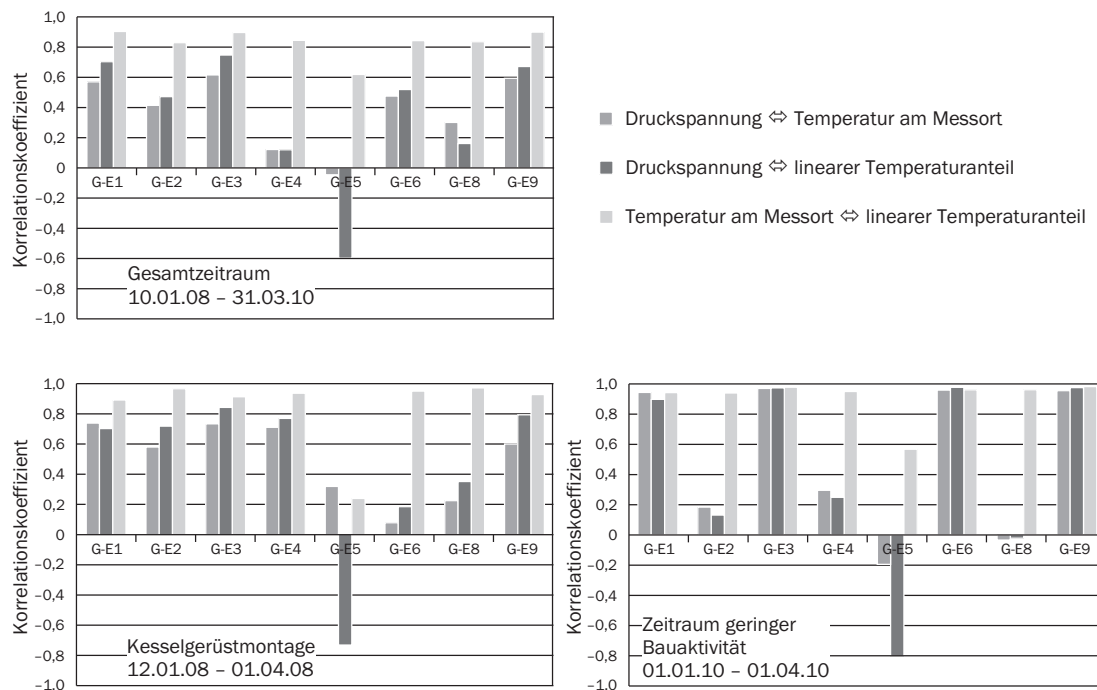


Bild 5.20: Korrelationen zwischen den gemessenen Spannungen und den relevanten Temperaturen für die einzelnen Spannungsaufnehmer

Wie dargelegt wurde, sind diese Spannungen real im Bauteil vorhanden, müssen jedoch zur Ermittlung der Kesselstützenlast separiert werden. In den numerischen Berechnungen ergaben sich für die Eckspannungen im Vergleich zu den Randspannungen etwa zweifach größere Werte. Da der Aufnehmer G-E4 den geringsten temperaturbeeinflussten Spannungsverlauf aufweist, wird dieser, erhöht um den identifizierten Multiplikator, als Eckwert eingesetzt (Bilder 5.14 und 5.20). Hierdurch entfällt zusätzlich die Problematik des ausgefallenen Gebers. Es wird lediglich ein geringer Fehler begangen, indem die fremdinduzierten Spannungen fälschlicherweise auf die Eckbereiche übertragen werden. Spannungen aus Feuchteumlagerungen im Querschnitt werden vernachlässigt, ebenso wie Schwind- und Kriechprozesse.

In Bild 5.21 ist der nach dem zuvor beschriebenen Vorgehen ermittelte Lastverlauf für die Jahre 2008 und 2009 zu erkennen. Zusätzlich ist der Verlauf angegeben, der aus der Integration über alle gemessenen Verläufe hervorgeht. Gut zu erkennen ist der fälschlicherweise zur Last aufintegrierte Spannungsanteil aus Temperatur. Da mit einer Abnahme der Temperatur an der Plattenoberkante eine Reduktion der Zwangsspannungen in den Rand- und Eckbereichen einhergeht, treten in diesen Zeitbereichen bedingt durch die Größenordnung der Zwangsspannungen gleichzeitig geringere aufintegrierte Lastanteile auf, obwohl die Stützenlast steigt. Gegenübergestellt sind die bekannten Montagegewichte des Kesselgerüsts bzw. die angegebenen ständigen Lasten mit ihrem Minimalwert. In allen Fällen ist messtechnisch ein geringeres Lastniveau zu verzeichnen. Inwiefern das einer Unterregistrierung durch den Aufnehmer, einer zu hohen Lastangabe oder eines ungleichmäßigen Lastabtrags über die vier Kesselgerüststützen geschuldet ist, vermag bei dem vorhandenen Lastniveau nicht gesagt werden. Bis Ende des Jahres 2009 wurde die gesamte ständige Last aufgebracht. In der Folgezeit wird noch eine Erhöhung durch die Nutzlast zu verzeichnen sein. Somit ist der Spannungsbereich für die Aufnehmer nicht zu groß gewählt, gleichwohl hätte eine Abstufung vorgenommen werden können. Die Eckaufnehmer sind zur Zeit etwa zu 2/3 ausgenutzt, bei einer Aufteilung von ständiger Last zu Nutzlast von 70/30 ist der Messbereich gerade ausreichend. Die Einwirkungen der temperaturbedingten Zwangsspannungen waren zum Auslegungszeitpunkt nicht eingerechnet.

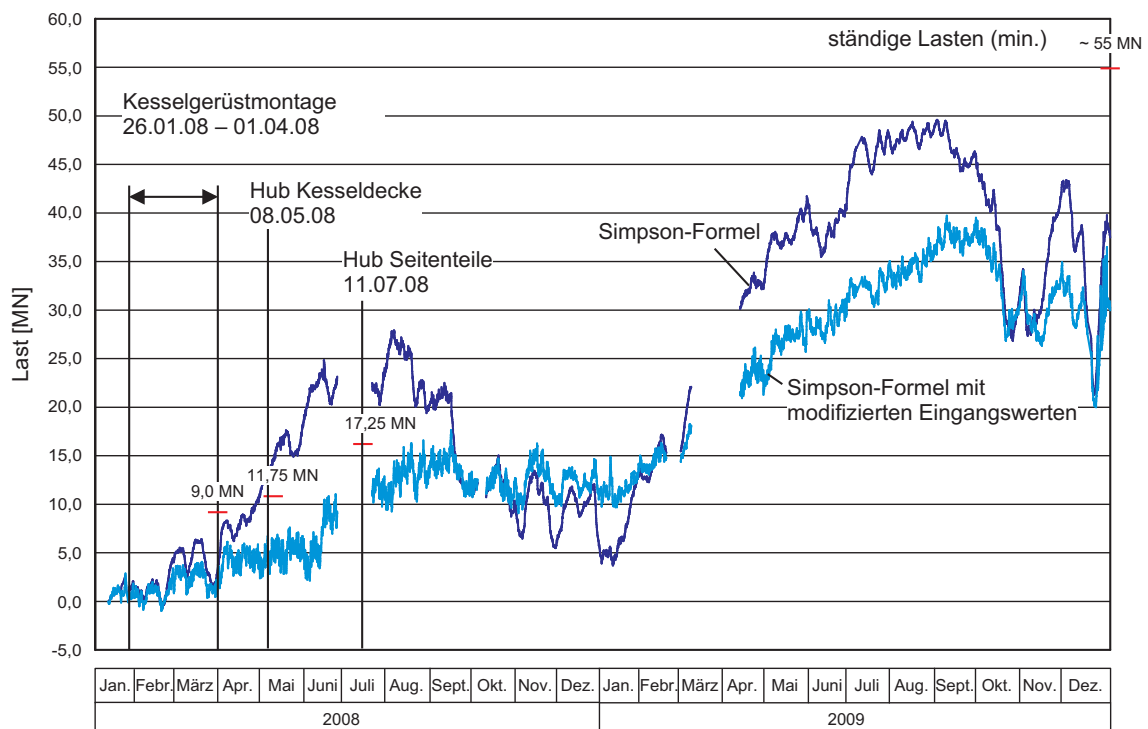


Bild 5.21: Lastverlauf über die Jahre 2008 und 2009 mit Beginn der Kesselgerüstmontage

5.4 Ermittlung des Lastabtrags in der Bodenplatte

Bei der folgenden Untersuchung steht primär die gesonderte Interpretation der Messergebnisse im Vordergrund, um erst im Nachgang die Eignung der Berechnung nach der vereinfachenden Plattentheorie für massige, aber gleichzeitig großflächige Bodenplatten zu verifizieren. Es wird deshalb nicht versucht, die Messdaten bestmöglich numerisch nachzurechnen, sondern sich auf wenige unterstützende Berechnungen beschränkt, die lediglich das identifizierte Verhalten vergleichend darstellen sollen.

5.4.1 Messergebnisse Dehnungsaufnehmer

Bei Dehnungsmessungen mit Schwingsaitenaufnehmern werden nur spannungsabhängige Dehnungen gemessen. In einem frei verformbaren System wird vom Aufnehmer unter Temperatureinfluss keine Dehnung aufgezeichnet, da sich Aufnehmer und Bauteil gleich verformen. Dagegen wird in einem verformungsbehinderten System vom Aufnehmer eine Dehnung registriert, da sich die Schwingsaite im Gegensatz zum Bauteil verformen kann. Für nähere Erläuterungen sei auf Kapitel 4.4.1 verwiesen.

Die Auswertung erfolgt für die spannungserzeugenden Dehnungen nach Gleichung 4.3. Angesetzt wird hierfür der Ausdehnungskoeffizient von Beton mit $\alpha_{T_{\text{Beton}}} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ nach DIN 1045-1 (2008) und der Schwingsaite mit $\alpha_{T_{\text{Saite}}} = 11,8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ für die Messstellen 1-7 (Fabrikat GLÖTZL) und mit $\alpha_{T_{\text{Saite}}} = 10,4 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ für MST 7 (Fabrikat GEOKON). Alle Dehnungen werden im Folgenden in Anlehnung an die Darstellung der Temperaturmessdaten für das Jahr 2008 wiedergegeben. Die Angaben erfolgen als Differenzdehnungen bezogen auf den 10. Januar 2008. Hierdurch ist ein direktes Abgreifen des Beanspruchungszuwachses aus den Stahlbauarbeiten im Kesselhaus, die Ende Januar 2008 begonnen wurden, möglich. Zudem werden alle gemessenen Dehnungen zunächst in einer eindimensionalen Betrachtung validiert, bevor die Untersuchung des räumlichen Zustandes in Kapitel 5.4.5 erfolgt.

Betondehnungen an MST 7: In Bild 5.22 sind alle über die Querschnittshöhe gemessenen acht Dehnungsverläufe an MST 7 über die Zeit wiedergegeben. In Übereinstimmung mit den Erkenntnissen aus den Spannungswerten im Kesselstützensockel treten starke Schwankungen auf, die affin zu den gemessenen Temperaturschwankungen sind (vergleiche Bilder 5.5 und 5.22). Auffällig ist vor allem, dass auch die gemessenen Dehnungen an Bauteilunterkante (B70,15y) einen schwankenden Verlauf aufweisen, wohingegen der Temperaturverlauf an dieser Stelle deutlich mehr geglättet ist. Die Schwankungen im Dehnungsverlauf sind damit nicht alleine auf eine Abhängigkeit von der Temperatur an der Messstelle zurückzuführen. Während das Abklingverhalten der Schwankungen bei der Temperatur zur Bauteilunterkante hin auftritt, geschieht dies bei den Dehnungen zur Bauteilmitte hin. Dies lässt darauf schließen, dass die Schwankungen aus dem linearen Temperaturanteil resultieren, was durch Vergleich mit dem Verlauf in Bild 5.11 bestätigt wird. Sie stellen somit die spannungserzeugenden Dehnungen aus behinderter Bauteilverkrümmung, d.h. den Biegezwang, dar.

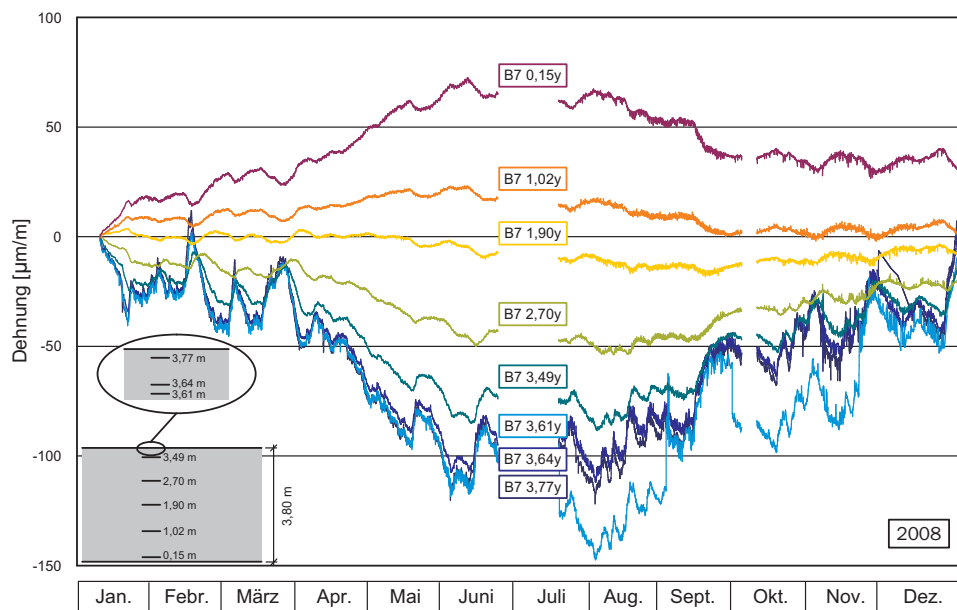


Bild 5.22: Spannungserzeugende Dehnungen an MST7 in y-Richtung

Für die sich an dieser Stelle ergebende Frage, wie der Schwingsaitenaufnehmer an der Plattenunterkante eine Zwangsspannung aus verhinderter Verkrümmung - d.h. es tritt keine Dehnung auf - und ohne entsprechende Temperaturänderung messen kann, sei als Erläuterung das Ergebnis vorweg genommen, dass die Bodenplatte sich nahezu ungehindert in horizontaler Richtung verformen kann. Damit führt - beispielhaft erläutert für eine Erwärmung - der konstante Temperaturanteil aus dem auftretenden Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterkante der Platte zu einer Ausdehnung der Platte. An der Oberkante kann sich nur die Hälfte der Temperaturdehnung frei einstellen, die andere Hälfte wird behindert. Hierdurch wird eine Stauchung gemessen, wie bereits für zentrischen Zwang in Kapitel 4.4.1 dargestellt. Die Plattenunterkante erfährt keine Temperaturerhöhung und damit keine Temperaturdehnung, jedoch wird sie durch die Ausdehnung der Platte mitgezogen. Diese tatsächlich vorhandene Längenänderung wird von der Schwingsaite als Dehnung registriert. Somit entstehen infolge einer Erwärmung an der Oberkante spannungserzeugende Stauchungen und an der Unterkante spannungserzeugende Dehnungen, wie sie durch den Biegezwang bedingt durch die Behinderung des linearen Temperaturanteils entstehen.

Die Dehnungen an der Bauteilunterkante werden im Abstand von 15 cm von der Außenkante gemessen und sollten daher vergleichbar mit den Dehnungen an der Bauteiloberkante des Aufnehmers B73,64y sein. Dies ist jedoch nicht der Fall, die Stärke der Schwankungen im Verlauf deckt sich vielmehr mit Aufnehmer B73,49y im Abstand von 31 cm von der Außenkante. Dieses Verhalten ist durch die in den oberen 30 cm der Bodenplatte auftretenden raschen Temperaturwechsel zu erklären, welche sich nicht auf den restlichen Bauteilquerschnitt auswirken. Die Ermittlung des für die Biegebeanspruchung verantwortlichen linearen Temperaturanteils sollte demnach unter Vernachlässigung der Temperaturschwankungen der oberen 20 - 30 cm erfolgen, wie dies bereits in Kapitel 5.2.4 geschehen ist.

Ein freies Aufwölben bzw. Aufschüsseln aus dem linearen Temperaturanteil ist bei der vorliegenden Bodenplatte aufgrund ihrer Dicke im Verhältnis zur Temperaturdifferenz nicht möglich (siehe Kapitel 2.2.3). Die maximale Durchbiegung aus Eigengewicht übertrifft diejenige aus Temperatur um ein Vielfaches. In Abhängigkeit der Bettungssteifigkeit und der daraus folgenden leichten Verformung im Randbereich wird das Wölbmoment unterschiedlich schnell zur Plattenmitte hin aufgebaut, so dass der Sockel im Übergangsbereich mit ungleichmäßigem Biegezwang für die einzelnen Messstellen liegen kann. Der größte im Jahr 2008 auftretende lineare Temperaturanteil von etwa 7 K ruft bei vollständiger Behinderung in Bezug auf Gleichung 2.71 eine spannungserzeugende Dehnung auf Höhe des Aufnehmers B73,49y von $\varepsilon_t \approx 55 \mu\text{m}/\text{m}$ hervor. Hiermit deutet sich bereits an, welche Größenordnung die Zwangbeanspruchung aus saisonalen Temperaturschwankungen im Vergleich zu den Lastbeanspruchungen während der Bauzeit besitzt.

Aufnehmer B73,61y zeigt in der zweiten Jahreshälfte einen abweichenden Verlauf, der vermutlich auf kurzzeitige Lastumlagerungen zurückzuführen ist. Zweimal erfährt er im dargestellten Zeitraum einen sprunghaften Druckanstieg, der durch einen ebensolchen abrupten Abfall nach einigen Wochen auf ein identisches Niveau der beiden anderen Aufnehmer an Plattenoberkante ausgeglichen wird. Jeweils dazwischen sind die Schwankungen vergleichbar.

Im Folgenden werden die Messergebnisse aller übrigen Sensoren kurz erörtert. Dazu folgt eine Aufteilung nach Lage der Aufnehmer über die Höhe (Bauteilunterkante, Bauteilmitte, Bauteiloberkante) sowie nach Richtung (x, y, z).

Stahldehnungsaufnehmer Biegezugbewehrung: Die gemessenen spannungserzeugenden Dehnungen der Biegezugbewehrung sind in den Bildern 5.23 und 5.24 wiedergegeben. Im Vergleich mit dem linearen Temperaturanteil (Bild 5.11 - beachte: T_l ist hier zum besseren Vergleich mit dem negativen Anteil dargestellt) kann abgelesen werden, dass eine Zunahme der Temperaturdifferenz $\Delta T = T_u - T_o$ im Zusammenhang mit einer Abnahme der spannungserzeugenden Stahldehnung steht. Durch die behinderte Verkrümmung der Platte infolge Eigengewichts wird bei einer Erwärmung der Oberseite ein Aufwölben verhindert, was zu einer Zunahme der spannungserzeugenden Dehnungen an der Unterseite führt. Allgemein kann auch gesagt werden, dass eine Zunahme (Abnahme) des Temperaturgradienten eine Abnahme (Zunahme) der Zugspannung an Plattenunterkante und eine Abnahme (Zunahme) der Druckspannung an Plattenoberkante hervorruft.

Die Verkrümmung aus Last stellt sich aufgrund der Geometrie der Platte und der Laststellung der Hauptlasten für die x- und y-Richtung unterschiedlich dar, wie in Kapitel 5.3 bereits gezeigt wurde. Dies ist ebenfalls den gemessenen Dehnungen zu entnehmen. In der kürzeren x-Richtung ist die Krümmung unter und direkt neben dem Sockel nahezu identisch (MST 1 und MST 2). Der Sockel stanzt hier ein, die nahegelegenen Ränder halten die Verformung wenig zurück, so dass ein wannenartiges Verformungsverhalten in dieser Richtung vorliegt. MST 4 erfährt deutlich weniger Beeinflussung, da der Abstand zur Last groß genug ist. Dazwischen stellt sich im Bereich der MST 3 die größte Dehnung ein. In der längeren y-Richtung ergeben sich in der Achse 5 (MST 1 - MST 4) die erwarteten zunehmenden Dehnungen in Richtung des Lasteintrags mit der größten Durchbiegung. Über die Diagonale wird deutlich, dass hier die x- und y-Richtung nicht mehr die Hauptrichtungen sind, so dass besonders im sockelnahe Bereich (MST 5) die

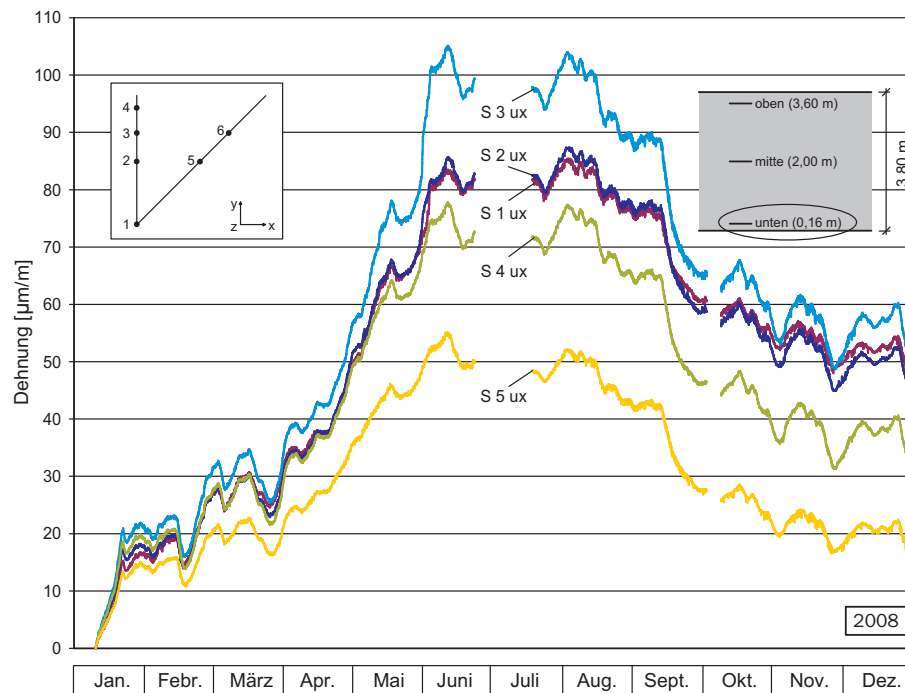


Bild 5.23: Spannungserzeugende Dehnungen der unteren Biegezugbewehrung in x-Richtung

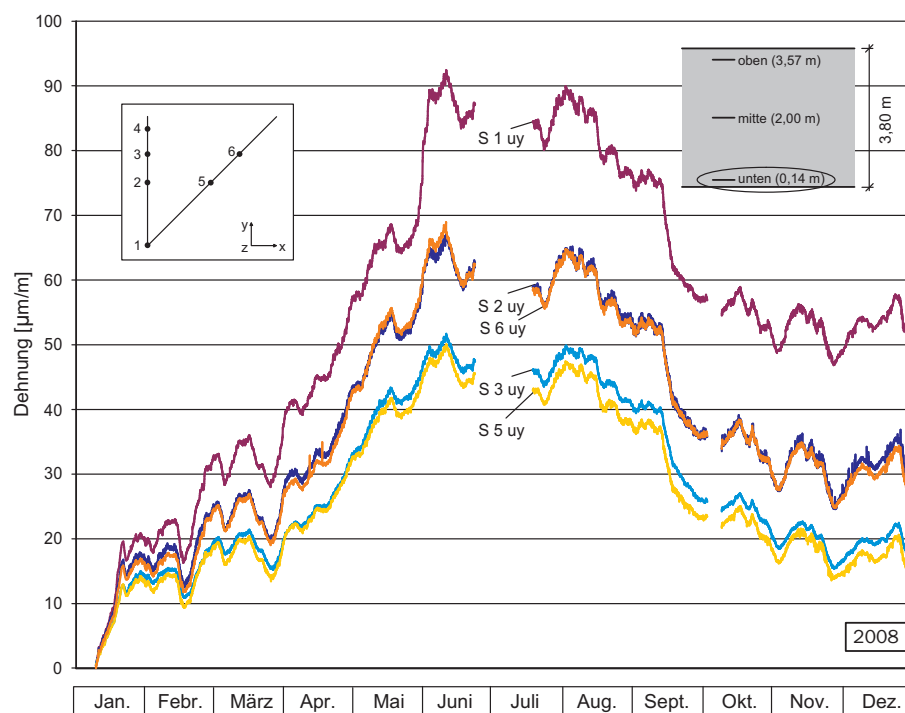


Bild 5.24: Spannungserzeugende Dehnungen der unteren Biegezugbewehrung in y-Richtung

Dehnungen geringer ausfallen. Trotz Lastzuwachs aus dem Kesselgerüst und saisonaler Temperatureinwirkung existieren in y -Richtung zum Teil leicht geringere Dehnungen als die anfangs überschlägig für die vollständige Behinderung der Verkrümmung aus Temperatur berechneten ($\varepsilon_t \approx 55 \mu\text{m}/\text{m}$). Dies zeigt, dass dort die Wölbspännung σ_W nach Gleichung 2.71 nur reduziert auftritt.

Betondehnungsaufnehmer: Die Betondehnungen an Plattenoberkante in x - und y -Richtung (Bilder 5.25 und 5.26) sind reziprok vergleichbar mit den gemessenen Stahldehnungen an Plattenunterkante. Insgesamt sind die Schwankungen etwas ausgeprägter, was auf den Einfluss der Temperaturschwankungen auf den oberen 30 cm zurückgeführt werden kann. An MST 2 und MST 3 sind im Sommer und Herbst die Dehnungen in y -Richtung an der Oberkante größer als an der Unterkante, nähern sich zum Winter hin jedoch wieder an. Größere Abweichungen treten nur für MST 5 auf. Hier sind die Dehnungen an Plattenoberkante deutlich größer als an Plattenunterkante. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass an MST 5 nicht von der vereinfachenden Annahme der Haupttrichtungen in x - und y -Richtung ausgegangen werden kann. Für MST 4 in y -Richtung und MST 6 in x -Richtung kann dieser Vergleich nicht geführt werden, da hier jeweils ein Aufnehmer ausgefallen ist. An MST 1 ist kein Aufnehmer an Plattenoberkante angeordnet. In y -Richtung zeigen mit Ausnahme von B 5 oy alle Aufnehmer ein vergleichbares Dehnungsniveau. Ab Juni erfährt der stützennahe Aufnehmer B 2 oy eine zusätzliche Stauchung. Ebenso wie die Stahldehnungsaufnehmer zeigen alle Betondehnungsaufnehmer in den ersten Tagen im Januar, in denen der Sockel noch unbelastet ist, aus der Temperaturbeanspruchung einen übereinstimmenden Dehnungsverlauf.

Alle Dehnungen in Bauteilmitte bleiben im negativen Bereich (Bilder 5.27 und 5.28). Das Dehnungsniveau ist sehr gering mit einer maximalen Dehnung von $20 \mu\text{m}/\text{m}$. Aufgrund der Verschiebung der Aufnehmer beim Einbau in Richtung der Plattenoberkante um etwa 10 cm liegen diese nicht mehr in der Nulllinie sondern leicht im Druckbereich. Auffällig ist, dass zu Beginn des Jahres 2008 vor dem Beginn der Kesselgerüstmontage mit Ausnahme des Aufnehmers B 4 mx nur Zugbeanspruchungen gemessen werden, welche erst mit Beginn der Belastung in den Druckbereich übergehen. Auch ist hier, nicht so deutlich wie bei allen anderen Aufnehmern, der charakteristische Verlauf über das Jahr mit maximalen Dehnungen im Sommer zu erkennen. Aufnehmer B 6 mx erfährt im Juni eine zusätzliche Druckbeanspruchung, die im Vergleich mit den anderen Aufnehmern nicht auf Temperatur zurückzuführen ist. Danach verhält er sich aber vergleichbar zu Aufnehmer B 3 mx der auch deutlichere Schwankungen aufweist als die restlichen Aufnehmer.

Bisher wurde in der Betrachtung der Querdehnungseinfluss vernachlässigt. Bei der Analyse der gemessenen Dehnungen in z -Richtung muss dieser jedoch beachtet werden. Wäre die Ausdehnung an Plattenoberkante behindert, würden Stauchungen gemessen. Dies trifft nach Bild 5.29 jedoch nicht zu. Die Temperaturdehnung kann sich frei einstellen. Dass trotzdem Zugdehnungen gemessen werden, die erneut den charakteristischen Temperaturverlauf aufweisen, ist dem Einfluss der Querdehnung geschuldet, wie im Folgenden gezeigt wird.

Die real auftretenden Dehnungen aus der Temperatur in z -Richtung bestimmen sich für ein idealisiertes System mit freier Ausdehnung in z -Richtung sowie freier Ausdehnung in Längsrichtung infolge des konstanten Temperaturanteils und vollständig behinderter

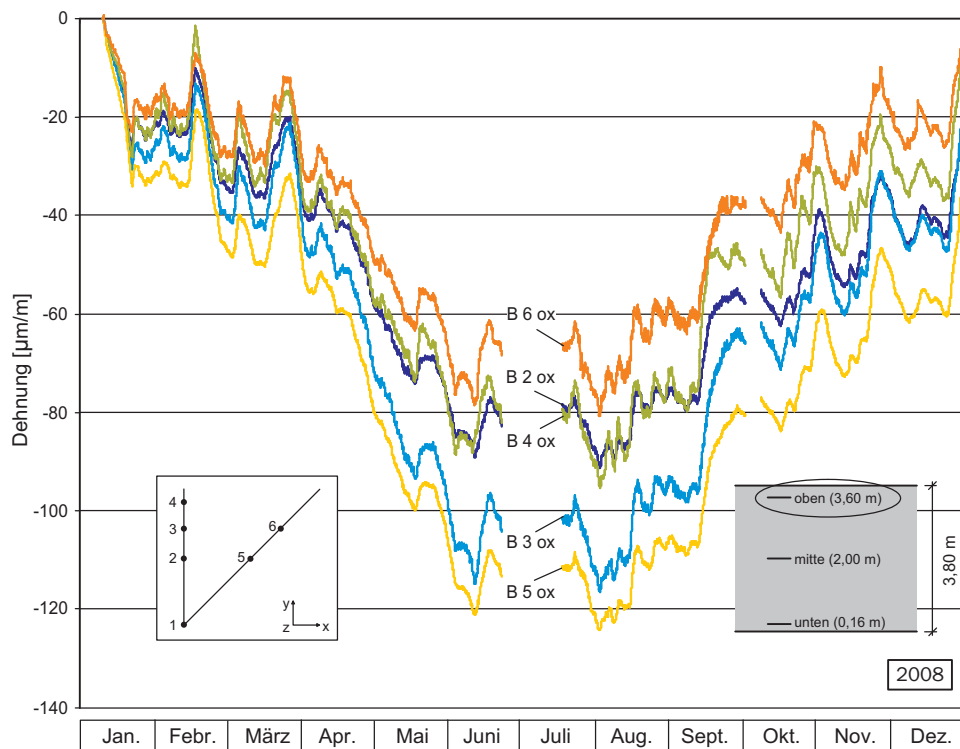


Bild 5.25: Spannungserzeugende Dehnungen an Bauteiloberkante in x-Richtung

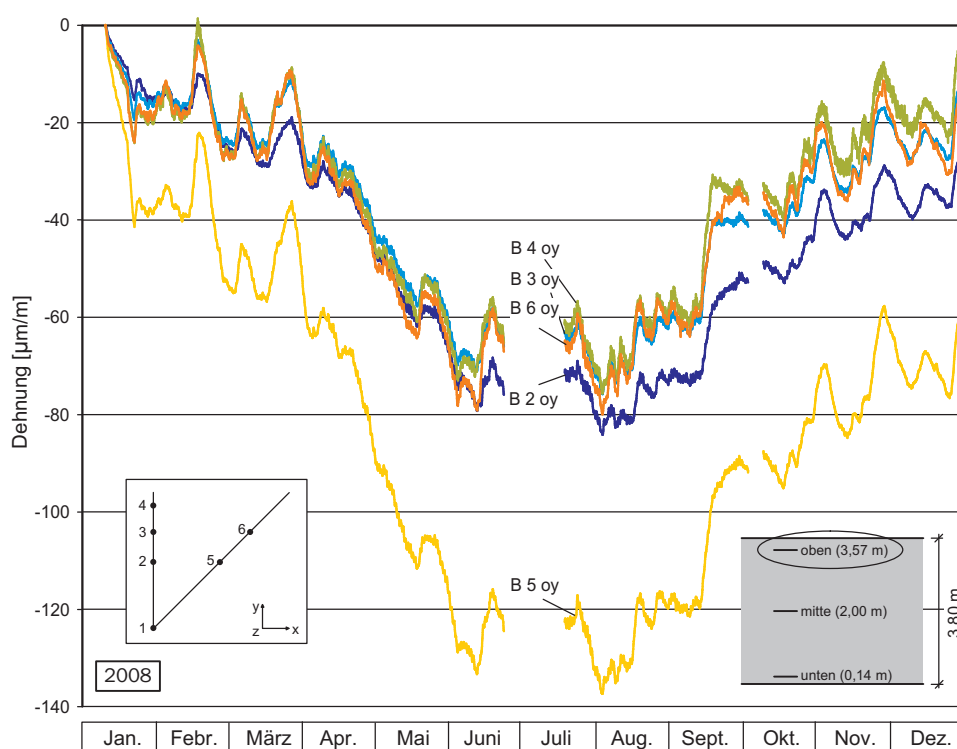


Bild 5.26: Spannungserzeugende Dehnungen an Bauteiloberkante in y-Richtung

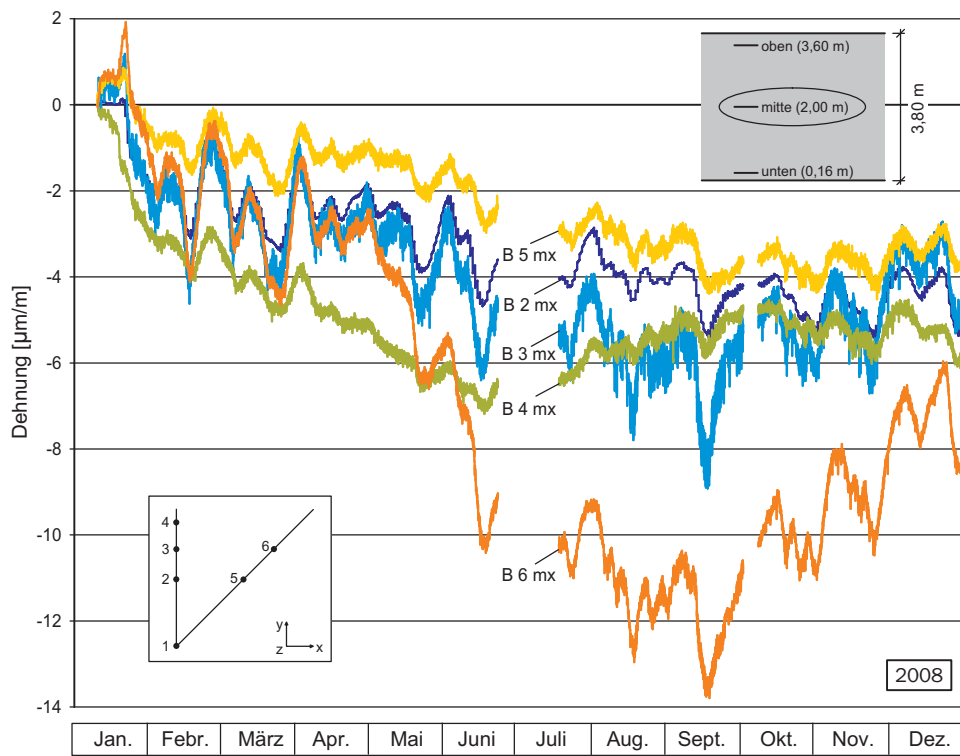


Bild 5.27: Spannungserzeugende Dehnungen in Bauteilmitte in x-Richtung

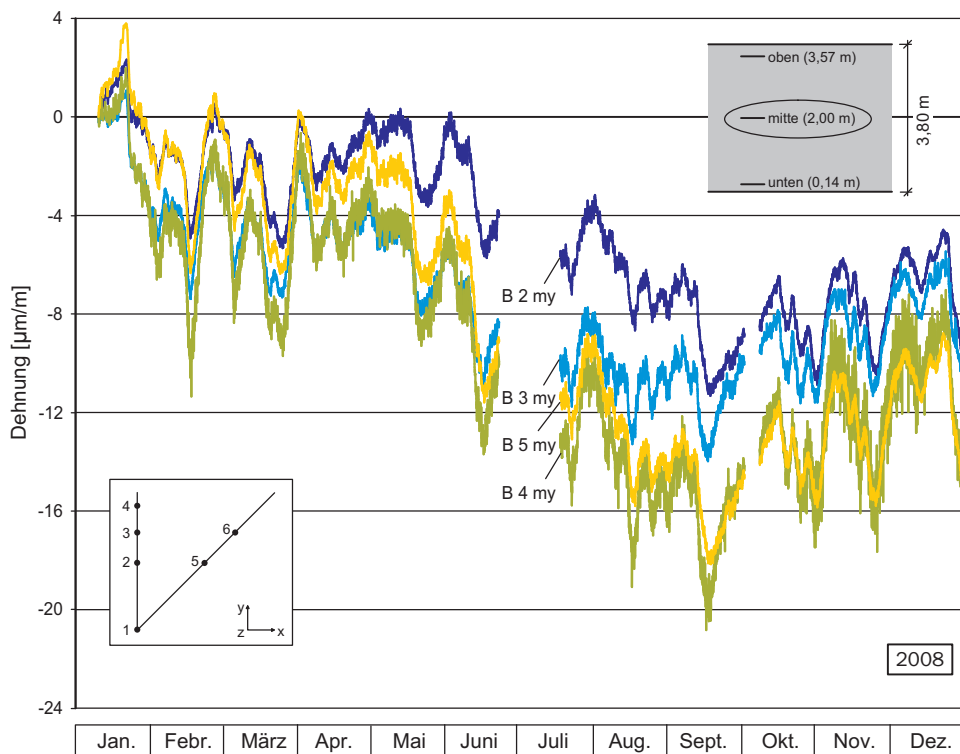


Bild 5.28: Spannungserzeugende Dehnungen in Bauteilmitte in y-Richtung

Verkrümmung in x- und y-Richtung zu:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{vorh}^z &= -\nu(\sigma_x + \sigma_y)/E + \alpha_T \Delta T_0 \\ &= 0,2(2\alpha_T(\Delta T_0 - \Delta T_k)) + \alpha_T \Delta T_0 \\ &= 1,4\alpha_T \Delta T_0 - 0,4\alpha_T \Delta T_k.\end{aligned}\quad (5.14)$$

Der Schwingsaitenaufnehmer misst für diesen Fall keine Ausdehnung aufgrund der Temperaturerhöhung an der Messstelle, jedoch den Anteil aus der Querdehnung:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{gem}^z &= 0,2(2\alpha_T(\Delta T_0 - \Delta T_k)) + 0 \\ &= 0,4\alpha_T \Delta T_0 - 0,4\alpha_T \Delta T_k.\end{aligned}\quad (5.15)$$

Für einen senkrecht eingebauten Schwingsaitenaufnehmer wird somit bei unbehinderter Temperatureausdehnung der spannungserzeugende Dehnungsanteil um den in Gleichung 5.15 genannten Anteil überschätzt. Die vorhandenen Dehnungen werden durch Addition der Temperatureausdehnung am Messort (Gleichung 4.4) richtig wiedergegeben. Das die für die Herleitung vorausgesetzten Annahmen für den vorliegenden Fall zutreffend sind, wird in Kapitel 5.4.2 noch dargelegt. Für abweichende Fälle sind die Temperaturanteile entsprechend anzupassen.

Bei Subtraktion der berechneten Dehnungen nach Gleichung 5.15 von den in Bild 5.29 dargestellten Verläufen heben sich diese annähernd auf. Leichte Abweichungen beim rechnerischen Vergleich können aufgrund der aufintegrierten Längenänderung über die Messlänge von 25 cm im Vergleich zur punktuellen Lage der Aufnehmer in x- und y-Richtung auftreten, aus denen die Querdehnung bestimmt wird. Eine Ausnahme bildet der stützennahe Aufnehmer B 2 oz, der neben der Temperaturbeanspruchung augenscheinlich auch Lastdehnungen erfährt, was im Einklang mit der Messung des Aufnehmers in y-Richtung am gleichen Messpunkt steht. Aufnehmer B 5 oz zeigt passend zu den Messwerten in x- und y-Richtung deutlich größere Werte an.

Für die Aufnehmer in Bauteilmitte fällt eine belastbare Aussage schwer. Aufgrund des insgesamt geringen Dehnungsniveaus in Kombination mit der leichten Verschiebung der Aufnehmer aus der Nulllinie können sich hier mehrere Effekte überlagern (Bild 5.30). So kann z.B. nicht eindeutig gesagt werden, ob im Bereich von Aufnehmer B 4 mz lokal Risse aufgetreten sind oder - wahrscheinlicher - der Aufnehmer näher zur Nulllinie liegt wodurch er nur Schwankungen durch den konstanten Temperaturanteil registriert. Dies würde zum Dehnungsverlauf von Aufnehmer B 1 mz korrespondieren, welcher in Bauteilmitte liegt und über Querdehnung aus der x- und y-Richtung nur die konstante Ausdehnung abbildet.

Stahldehnungsaufnehmer Durchstanzbewehrung: Durch die Applikation der Aufnehmer an der Durchstanzbewehrung befinden sich die Messstellen nicht direkt an MST 2, MST 3 und MST 5, sondern im Abstand der 1. und 2. Bewehrungsreihe vom Stützenanschnitt, d.h. sie haben einen Abstand von 0,5 m (MST 2 und MST 5) bzw. von 0,85 m (MST 3) zur eigentlichen Messstelle. Die gemessenen Dehnungen an der Durchstanzbewehrung zeigen ein unterschiedliches Verhalten (Bild 5.31). Im Vergleich zu den gemessenen Betondehnungen in z-Richtung in der Mitte ist ein vergleichbarer Verlauf unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Lagen für MST 2 und MST 3 feststellbar. Der Aufnehmer an MST 5 verläuft anfangs noch affin zum Aufnehmer an MST 2, erfährt dann

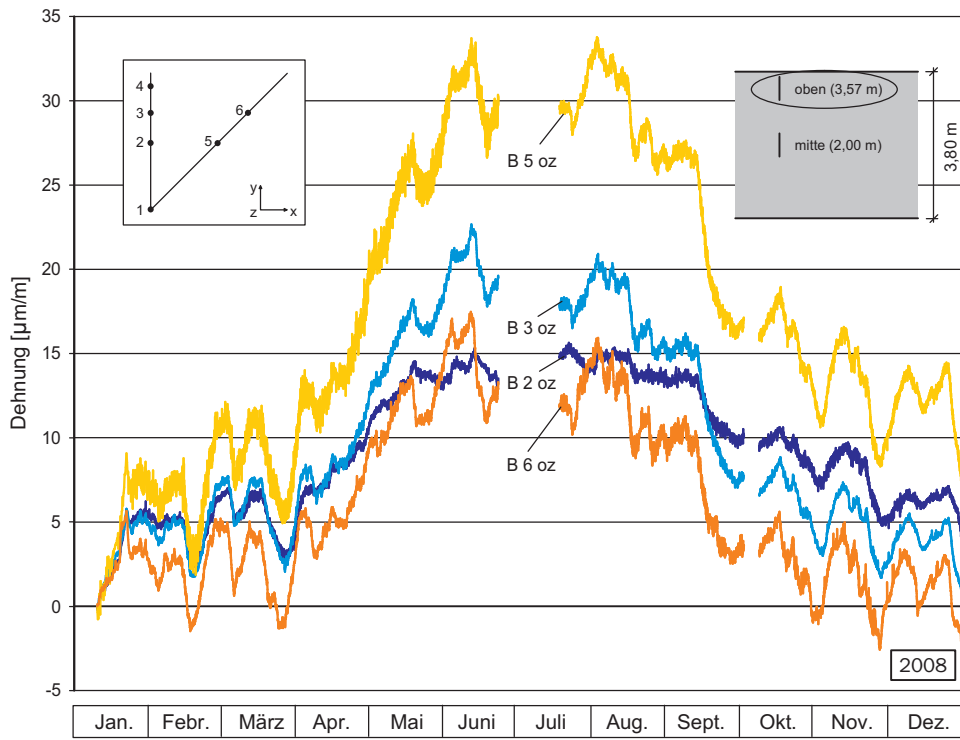


Bild 5.29: Spannungserzeugende Dehnungen an Bauteiloberkante in z-Richtung

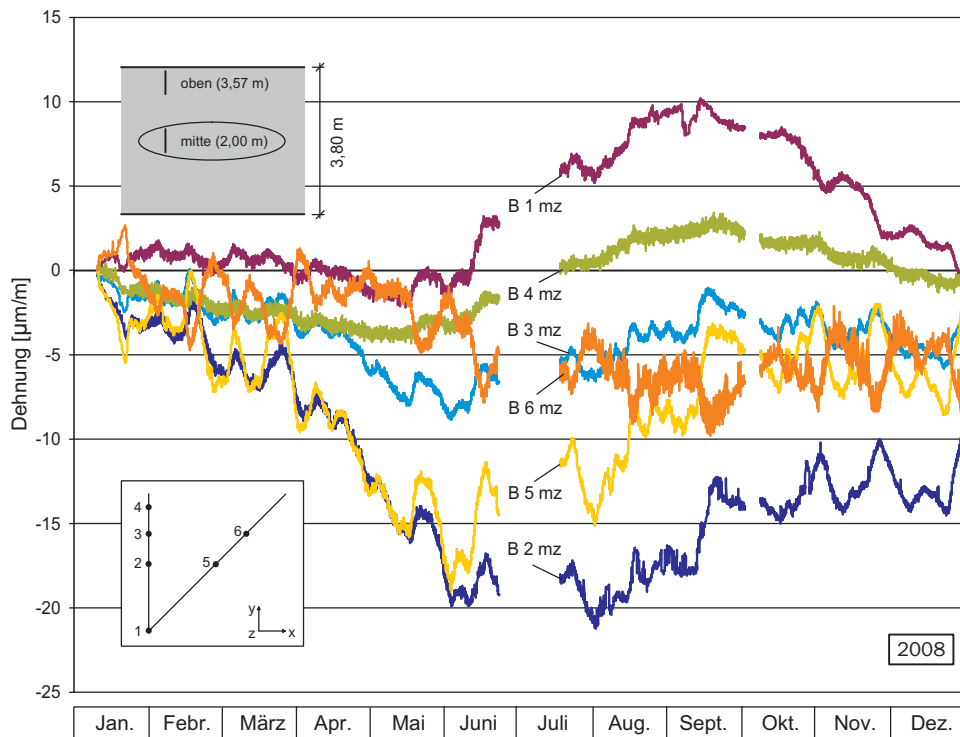


Bild 5.30: Spannungserzeugende Dehnungen in Bauteilmitte in z-Richtung

aber mit Beginn der Laststeigerung durch die Kesselgerüstmontage Zugdehnungen. Dies muss nicht zwingend auf Risse in diesem Bereich zurückgeführt werden, es könnte auch sein, dass durch die gesteigerte Last sich eine Druckstrebe ausbildet, die sich wiederum an der Durchstanzbewehrung aufhängt und dort Zugdehnungen hervorruft oder aber erneut der Temperatureinfluss der Hintergrund ist, wie im Vergleich mit Bild 5.29 durchaus plausibel erscheint.

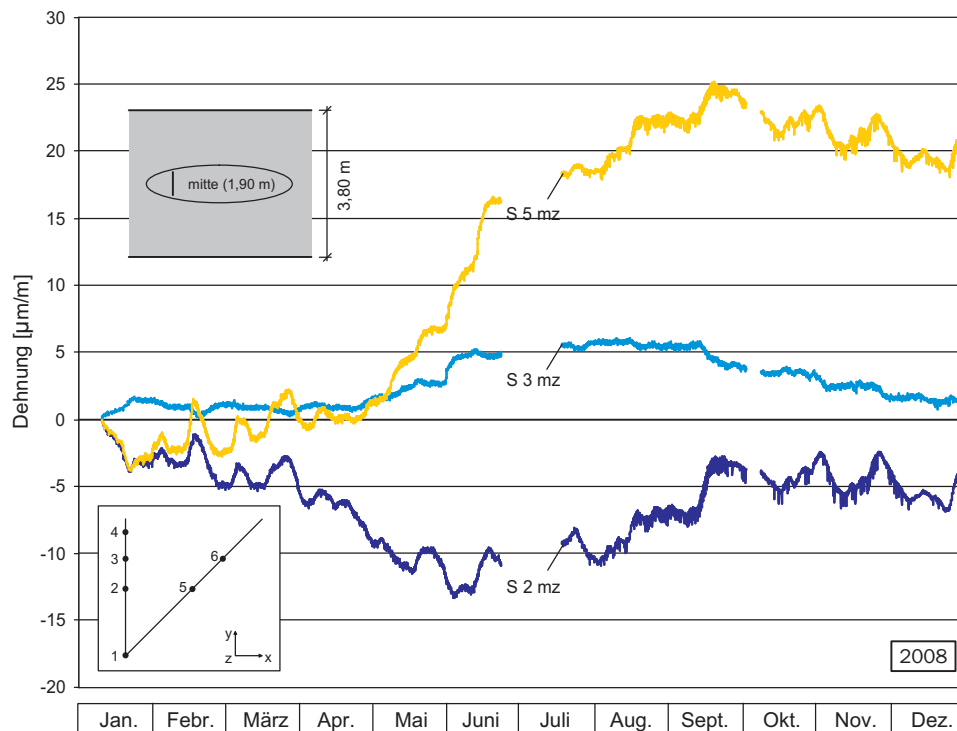


Bild 5.31: Spannungserzeugende Dehnungen der Durchstanzbewehrung

Bewertung: Die Charakteristik der gemessenen Spannungsverläufe ist durchgängig erklärbar. Vergleiche zwischen den Messdaten der Dehnungsaufnehmer an MST 1 - MST 6 und an MST 7 zeigen trotz unterschiedlichen Fabrikats übereinstimmende Verläufe. Auch die gewonnenen Messwerte der Spannungsaufnehmer zeigen einen korrespondierenden Verlauf (siehe Anhang D.2 - aufgrund starker Streuungen wurden die Messergebnisse im Zeitraum März bis April 2009 nicht berücksichtigt). Die Messwerte können somit als verifiziert angesehen werden.

Eine Gegenüberstellung der gemessenen Betondehnungen in einem Abstand von 15 cm von Plattenunterkante an MST 7 und der gemessenen Dehnungen im Stahl in der 3. Bewehrungslage an MST 2 ergibt vergleichbare Werte (Bilder 5.22 und 5.23 bzw. 5.24 - aufgrund der zwei verschiedenartigen Tragrichtungen sind die Messstellen nicht identisch). Daher ist in diesem Bereich bisher von einem ungerissenen Querschnitt auszugehen, was auch der gemessene Spannungsverlauf belegt.

5.4.2 Temperaturinduzierter Beanspruchungszustand

Die bereits in Kapitel 5.4.1 beschriebene Affinität zwischen dem Temperatur- und dem Dehnungsverlauf soll im Folgenden näher untersucht werden. Im Gegensatz zum Stützensockel resultieren die temperaturbedingten Beanspruchungen in der Bodenplatte aus einem eindimensionalen Temperaturfeld, wodurch die Ermittlung von Temperaturabhängigkeiten durch Konstanten ermöglicht wird. Neben der Feststellung der Charakteristik und der Größenordnung der saisonal bedingten Temperaturbeanspruchung der Bodenplatte während der Bauphase ist eine Separation von last- und temperaturinduziertem Dehnungsanteil zur späteren Interpretation der Lastverteilung in der Bodenplatte notwendig. Dazu werden außer den spannungserzeugenden Dehnungen nun auch die vorhandenen Dehnungen betrachtet, die mit Hilfe von Gleichung 4.4 ermittelt werden. Eine Interpretation der Temperaturbeanspruchung gelingt nicht bei einer isolierten Betrachtung eines jeden Messpunktes. Erst bei Berücksichtigung des Beanspruchungszustandes über die Plattendicke ist eine Deutung möglich.

Für jede Messstelle werden jeweils in x- und y-Richtung sowohl für die spannungserzeugenden als auch für die vorhandenen Dehnungen die Verläufe über den Querschnitt in einem Diagramm zusammengestellt. Diesen werden die Verläufe der drei resultierenden Dehnungsanteile aus der Zerlegung in einen konstanten, linearen und nichtlinearen Anteil - entsprechend des Vorgehens für das Temperaturprofil - gegenübergestellt. Zusätzlich werden die Verläufe der Dehnungsanteile hinzugefügt, die rechnerisch aus dem jeweiligen Temperaturanteil ermittelt wurden. Es zeigt sich, dass für die spannungserzeugenden Dehnungen der sich aus dem linearen Temperaturanteil ergebende Dehnungsanteil relevant ist und für die vorhandenen Dehnungen derjenige aus dem konstanten Temperaturanteil. Nur diese werden weiterhin in der Darstellung berücksichtigt. Exemplarisch sind für MST 2 in x-Richtung die Ergebnisse in den Bildern 5.32 und 5.33 aufgeführt, wobei aus Gründen der Übersichtlichkeit auf den Dehnungsverlauf in Plattenmitte verzichtet wird.

Bei den spannungserzeugenden Dehnungen ist nach Bild 5.32 der konstante und der nicht-lineare Anteil vernachlässigbar gering. Im Vergleich zum Dehnungsverlauf des Aufnehmers an der Plattenoberkante ist der lineare Anteil leicht größer, da er sich auf die Bauteilaußenkante bezieht. Es zeigt sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem linearen Dehnungsanteil und dem aus dem linearen Temperaturanteil berechneten Dehnungsanteil. Der Differenzbetrag würde genau dann annähernd den Lastanteil darstellen, wenn die Verkrümmung aus dem linearen Temperaturanteil vollständig behindert wäre. Andernfalls wäre er größer. Die Identifikation des Grades der Behinderung des linearen Temperaturanteils gestaltet sich trotz des eindimensionalen Temperaturprofils komplex. Ein linearer spannungserzeugender Dehnungsanteil kann sowohl von der Temperatur, der Bauwerkslast als auch einer eventuellen Ausdehnungsbehinderung infolge Bodenreibung an der Plattenunterkante hervorgerufen werden. Erschwerend kommt hierbei hinzu, dass nahezu keine Phase ohne Bauaktivität vorliegt, um isoliert von der Lastdehnung die Abhängigkeiten vom jeweiligen Temperaturanteil bestimmen zu können. Es deutet sich jedoch auch so schon an, dass die saisonalen Temperaturschwankungen einen größeren Einfluss auf den Spannungszustand der Bodenplatte während der Bauzeit haben als es die Last aus der Errichtung des Kesselgerüsts hat.

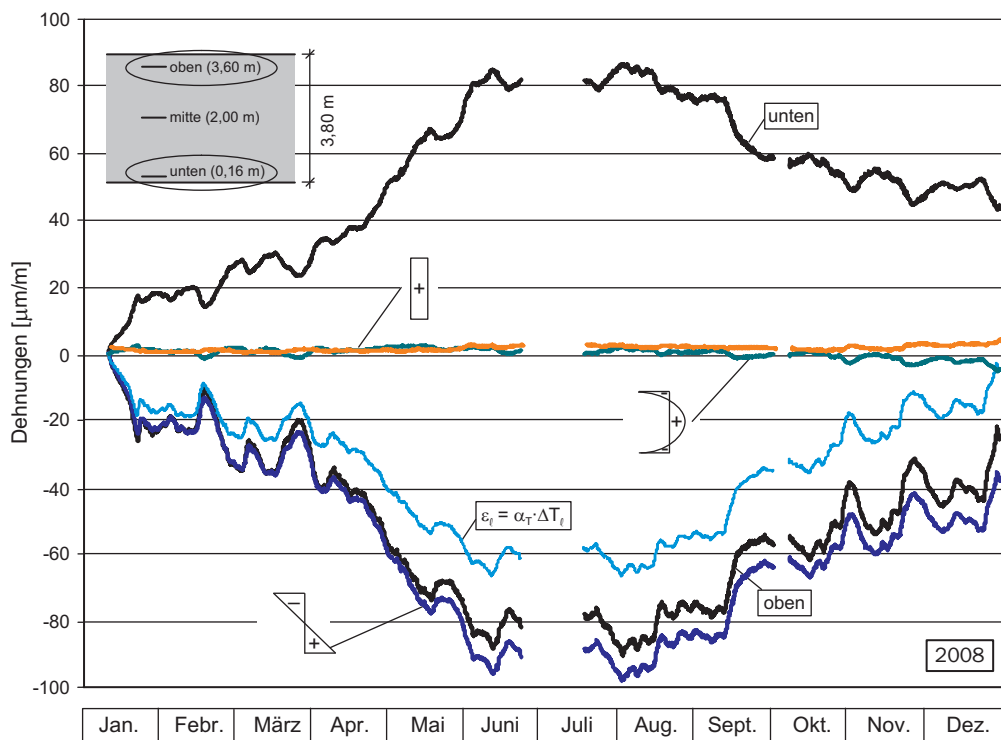


Bild 5.32: Spannungserzeugende Dehnungen an MST 2 in x-Richtung

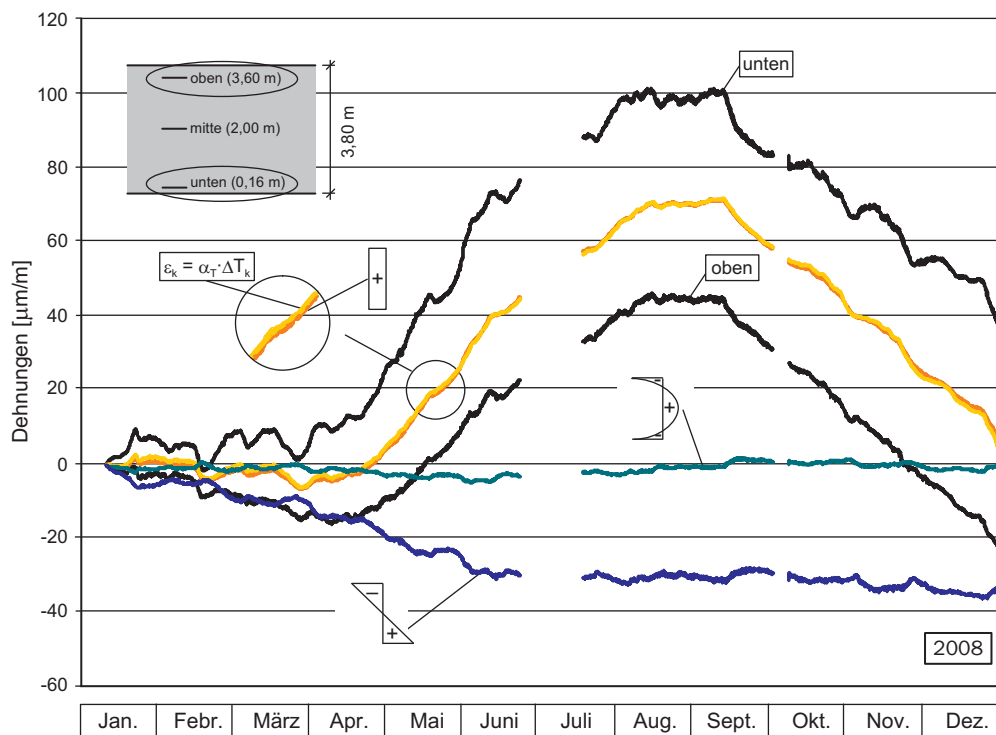


Bild 5.33: Vorhandene Dehnungen an MST 2 in x-Richtung

Hingegen zeigt sich bei den vorhandenen Dehnungen ein fast identischer Verlauf von konstantem Dehnungsanteil und berechneter Dehnung aus dem konstanten Temperaturanteil. Die Ausdehnung der Platte in ihrer Ebene ist somit nahezu vollständig unbehindert. Der nichtlineare Anteil ist wieder vernachlässigbar, der lineare Anteil erklärt sich über die aufgebrachte Belastung durch das Kesselgerüst.

Eine Bestimmung des Temperatureinflusses für jeden einzelnen Messpunkt ist aufgrund der sich vielfach überlagernden Einflüsse nicht möglich. In Anbetracht der zuvor gefundenen Abhängigkeiten und der Tatsache, dass kaum Zeiträume ohne Bautätigkeit zur Bestimmung eines Behinderungsgrades vorliegen, hat sich als sinnvolle Vorgehensweise die getrennte Ermittlung von Konstanten für die jeweiligen Anteile aus der Zerlegung sowohl des Temperaturprofils als auch des Dehnungsprofils in einen konstanten, linearen und nichtlinearen Anteil herausgestellt. Nach Identifizierung dieser Konstanten kann dann für jeden einzelnen Messpunkt aus dem Dehnungsverlauf der Temperaturanteil herausgerechnet werden. Dieser Vorgang wurde sowohl für die spannungsabhängigen Dehnungen als auch für die vorhandenen Dehnungen durchgeführt. Gemäß des Ansatzes zur Bestimmung der Temperaturdehnungen geht der Anteil der Temperatur mit dem Faktor $\alpha_{T_{\text{Beton}}} = 10 \cdot 10^{-6} 1/K$ ein. Die betragsmäßige Summation der Konstanten, die entweder frei (C) oder verformungsbehindert (C^* , mit negativem Wert) sind, muss demnach immer $10 \cdot 10^{-6} 1/K$ ergeben. Allgemein gilt:

$$\alpha_T \Delta T = C \Delta T - C^* \Delta T. \quad (5.16)$$

Aus der Gegenüberstellung von jeweils konstantem Temperatur- und Dehnungsanteil (Index k), linearem Temperatur- und Dehnungsanteil (Index l) bzw. nichtlinearem Temperatur- und Dehnungsanteil (Index E) können die Abhängigkeiten und somit auch der jeweilige Grad der Behinderung bestimmt werden. In Bild 5.34 sind die ermittelten Konstanten und die zugehörigen Regressionszahlen für die relevanten vier der sechs Fälle angegeben. Die linke Seite gilt dabei für die vorhandenen Dehnungen, die rechte Seite für die spannungserzeugenden Dehnungen. Die Ergebnisse sind eindeutig. Die Längsdehnung infolge des konstanten Temperaturanteils ist nahezu unbehindert, wohingegen die Verkrümmung infolge des linearen Temperaturanteils vollständig behindert ist. Beim nichtlinearen Anteil fällt auf, dass dieser nicht vollständig behindert ist, sondern nur zur Hälfte in Eigenspannungen umgesetzt wird, zu sehen an den ermittelten Konstanten $C_E = -C_E^* \approx 5,0 \cdot 10^{-6} 1/K$ anstelle von $C_E = 0$ und $C_E^* = -10,0 \cdot 10^{-6} 1/K$. Somit bleibt streng genommen der Querschnitt nicht eben. Insgesamt sind die nichtlinearen Dehnungen jedoch deutlich geringer als diejenigen aus dem konstanten und linearen Anteil und darüber hinaus liegt MST 2 im Einflussbereich des Stützensockels, so dass insgesamt in guter Näherung von einem Ebenbleiben des Querschnitts für die Platte ausgegangen werden kann. Dies wird durch die Ergebnisse zu den weiteren Messstellen ebenfalls bestätigt.

Für den linearen Anteil wurde die Konstante aus dem Zeitraum zu Beginn des Jahres bestimmt, zu dem noch keine Belastung des Sockels vorlag. Danach erhöht sich der lineare Anteil durch die Verformung aus der zusätzlichen Auflast. Dies könnte prinzipiell auch für den nichtlinearen Anteil gelten, jedoch ist aus den Punktwolken ersichtlich, dass eine gesteigerte Last nur die Gerade parallel verschiebt aber nicht die Neigung ändert. Die freie horizontale Verformung lässt darauf schließen, dass kein Einfluss aus Bodenreibung

vorhanden ist. Nach Angaben in Agatz (2006) gilt dies bei einer großen Steifigkeit der Platte gegenüber dem Baugrund. Hier tritt jedoch auch für ein nach König & Sherif (1975) als schlaff einzustufendes Fundament keine Behinderung auf. Der Wert der Konstanten $C_l^* = -12,859 \cdot 10^{-6} 1/K$ ergibt sich für diese Messstelle größer als $C_l^* = -10 \cdot 10^{-6} 1/K$, was auf einen Einfluss aus Querdehnung bzw. auf einen erhöhten Behinderungsgrad zurückgeführt wird. Nicht an allen Messstellen wird der volle Behinderungsgrad erreicht, was sich mit den Ergebnissen aus der Interpretation der Messwerte nach Kapitel 5.4.1 deckt. Die Lage der Messstellen befindet sich im Übergangsbereich von noch nicht vollständig aufgebautem zu erhöhtem Wölbmoment nach Bild 2.25. Für die gesamte Platte kann daher eine vollständige Behinderung der Verkrümmung unterstellt werden.

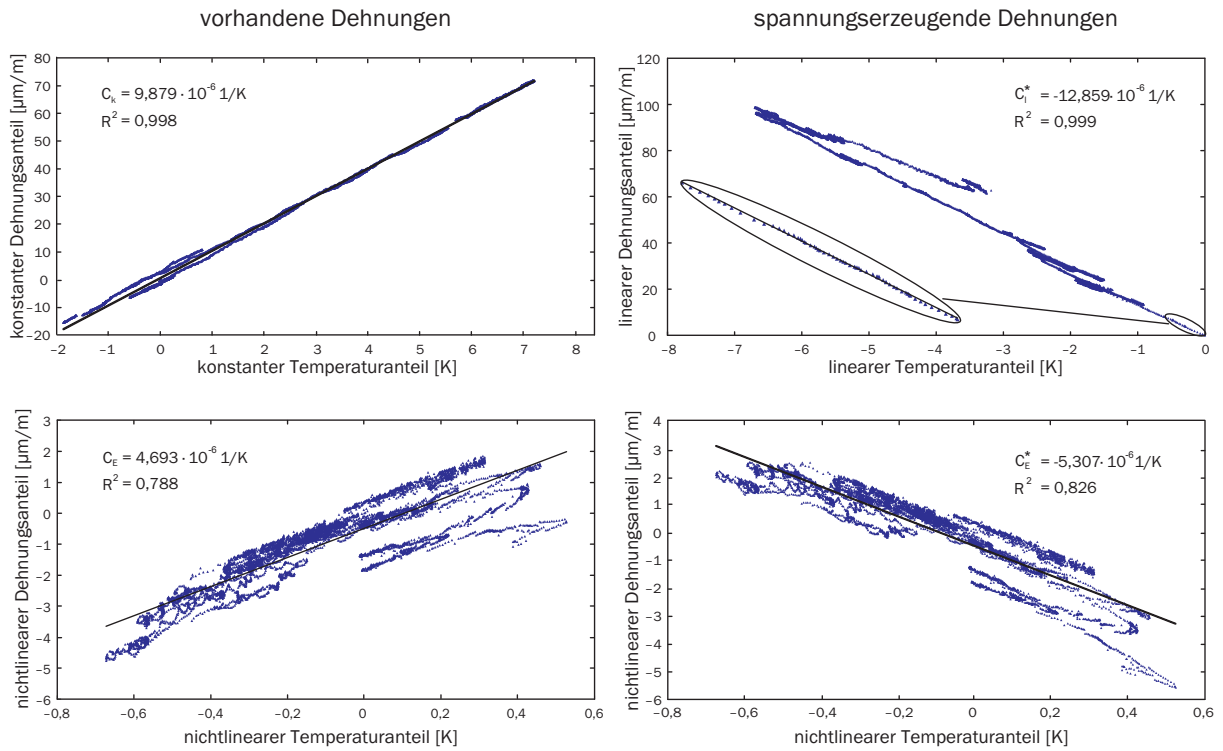


Bild 5.34: Ermittlung der Temperaturkonstanten für vorhandene (links) und spannungserzeugende (rechts) Dehnungen an MST 2 in x-Richtung

Der Dehnungsverlauf aus Last ermittelt sich dann am Beispiel des Messpunktes 2ox für jeden einzelnen Messpunkt wie folgt:

$$\varepsilon_{Last}^{2ox} = \varepsilon_{vorh}^{2ox} - C_k^{2x} \Delta T_k^{MST2} - C_l^{2x} \Delta T_l^{MST2} k_l^{ox} - C_E^{2x} \Delta T_E^{MST2} k_E^{ox} \quad (5.17)$$

oder gleichbedeutend:

$$\varepsilon_{Last}^{2ox} = \varepsilon_{\sigma}^{2ox} - C_k^{*2x} \Delta T_k^{MST2} - C_l^{*2x} \Delta T_l^{MST2} k_l^{ox} - C_E^{*2x} \Delta T_E^{MST2} k_E^{ox}. \quad (5.18)$$

Die notwendige Einführung der Faktoren k_l und k_E ist durch die räumlich veränderliche Lage der einzelnen Aufnehmer begründet. Die Temperaturkonstanten beziehen sich auf die Bauteilaußenkante (T_l) bzw. auf die Bauteilmitte (T_E). Durch einfache geometrische

Beziehungen (Strahlensatz, Parabelgleichung) ist für jeden Aufnehmer der prozentuale Anteil in Bezug auf diese Werte bestimmbar - wiedergegeben durch die Faktoren k_l und k_E (Bild 5.35).

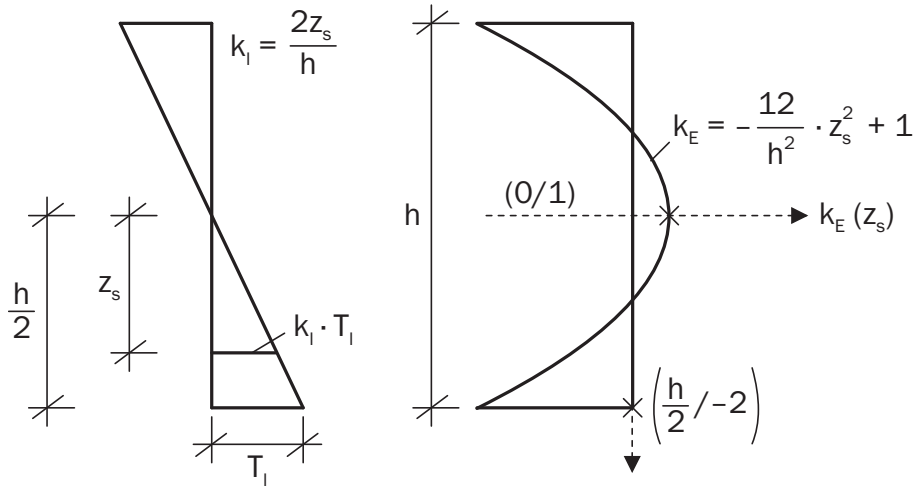


Bild 5.35: Mathematisch-geometrische Herleitung der Faktoren

Als Ergebnis dieser Vorgehensweise ist in Bild 5.36 neben der tatsächlich im Bauteil auftretenden spannungserzeugenden Dehnung aus Last und Temperatur der Dehnungsverlauf angegeben, der nur aus der Last resultiert. Zum Ende des Jahres, wenn die Temperaturverhältnisse sich dem Bezugswert annähern, zeigen beide Kurvenpaare erwartungsgemäß vergleichbare Werte. Im Sommer werden von den Dehnungsaufnehmern an dieser Messstelle durch die Zwangbeanspruchung aus Temperatur bis zu vierfach größere spannungserzeugende Dehnungen als nur aus Last registriert. Dieses Ergebnis ist eher auf die geringe Dehnung infolge Last als auf die große Dehnung infolge Temperatur zurückzuführen. Es veranschaulicht jedoch die Wichtigkeit der Identifikation des Temperaturanteils, um die Größe und Art der Beanspruchung der Bodenplatte infolge der Last bestimmen zu können. Die resultierenden Lastdehnungen für alle Messstellen in x- und y-Richtung sind Anhang D.3 zu entnehmen. In welcher Größenordnung sich diese Zwangbeanspruchungen auch einstellen bzw. mit welchem Anteil sie relaxieren, ist nur in Kombination mit den Spannungsmessungen erkennbar (Kapitel 5.4.4).

Für die gezeigte Vorgehensweise wurden folgende Annahmen getroffen:

- Zerlegung des Profils nach einer parabolischen Funktion,
- Zerlegung des Profils unter Vernachlässigung der oberen 20-30 cm,
- Zerlegung des Profils unter Annahme von $\nu = 0$,
- Ebenbleiben des Querschnitts,
- $\alpha_{T_{\text{Beton}}} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$.

Die Gültigkeit der ersten beiden Punkte wurde bereits begründet, mit den restlichen wird sich im Folgenden beschäftigt.

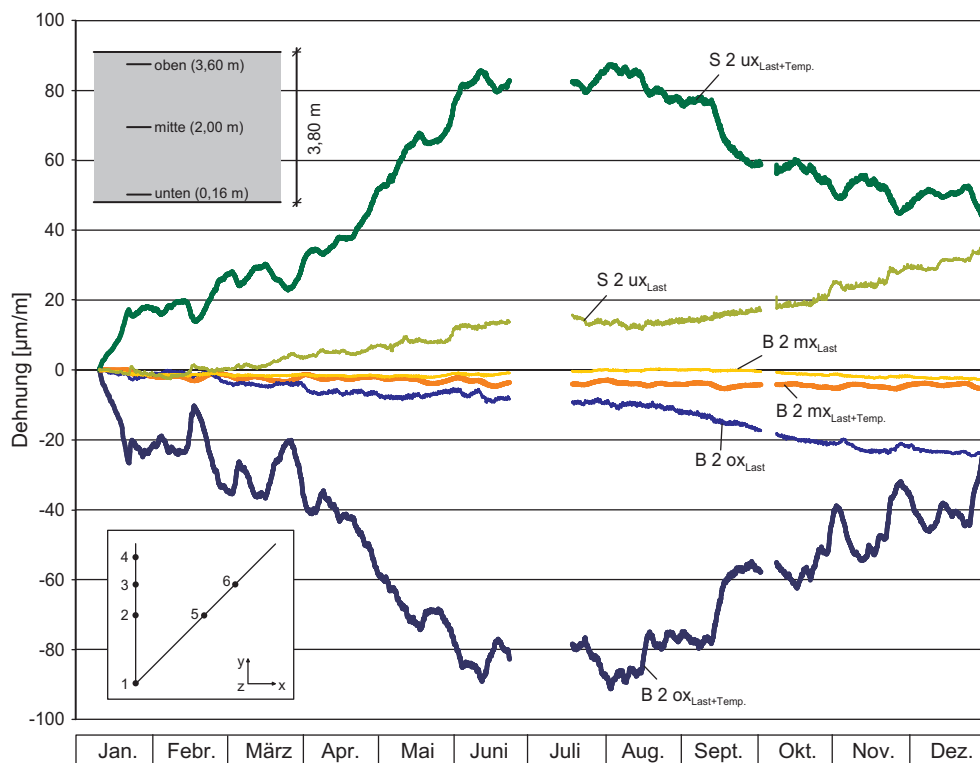


Bild 5.36: Veranschaulichung des Einflusses des Temperaturgradienten auf den Dehnungszustand für MST 2 in x-Richtung

5.4.3 Dehnungsverteilung über den Querschnitt

Zur Verdeutlichung des zuvor identifizierten Ebenbleibens des Querschnitts werden im Folgenden die Dehnungsverteilungen über den Querschnitt beispielhaft für MST 2 in x-Richtung angegeben.

Anhand der vorhandenen Dehnungen in Bild 5.37 ist zu erkennen, dass die Dehnungsverteilung über den Querschnitt annähernd linear ist. Nichtlineare Anteile werden ausschließlich durch rasche Temperaturveränderungen hervorgerufen. Der über das Jahr zunehmende lineare Anteil ist auf die Verformung infolge der Laststeigerung zurückzuführen. Die konstante Längsverformung resultiert hingegen nur aus Temperatur und ist über den Jahresverlauf reversibel. Von den maximalen Verformungen im August stammen nach Bild 5.11 etwa $70 \mu\text{m/m}$ aus der Temperaturdehnung - dies entspricht dem konstanten Anteil. Die im Dezember noch sichtbare Verformung in Plattenmitte wird im Folgemonat durch einen weiteren Temperaturrückgang noch ausgeglichen. Dies bedeutet, dass bezogen auf den Ausdehnungszustand der Platte zum Zeitpunkt des Abklingens der Hydratationswärmeentwicklung im Frühsommer 2007 in der Folgezeit nur Stauchungen aus dem konstanten Anteil im Querschnitt auftreten.

Auch die spannungserzeugenden Dehnungen sind linear, wie in Bild 5.38 zu erkennen. Da diese von den behinderten Dehnungen aus Temperaturdifferenz dominiert werden, fallen hier nichtlineare Anteile nicht ins Gewicht. Bei Betrachtung der um die Temperaturbeanspruchung reduzierten Lastdehnung scheint der nichtlineare Anteil mehr Bedeutung zu

bekommen. Dies ist dem zugehörigen Diagramm in Anhang D.4 zu entnehmen und stellt sich für einzelne Messstellen zum Teil noch etwas ausgeprägter dar. Allerdings sind dies größtenteils Skalierungseffekte und bei erneuter Zerlegung der Dehnungen in die drei Anteile wird ersichtlich, dass der lineare Anteil deutlich überwiegt, siehe Anhang D.4. Trotz des massigen Querschnitts kann somit von einer linearen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden.

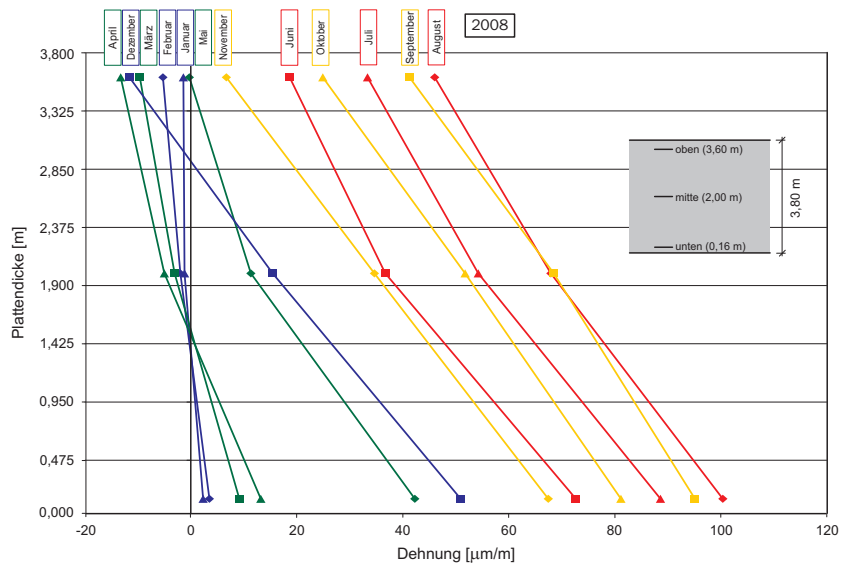


Bild 5.37: Vorhandene Dehnungen über den Querschnitt an MST 2 in x-Richtung

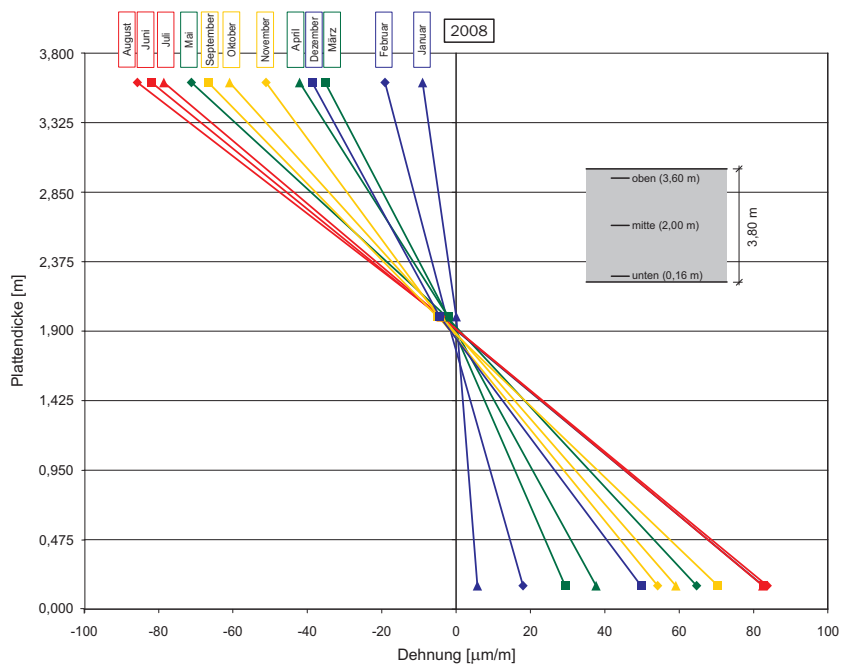


Bild 5.38: Spannungserzeugende Dehnungen über den Querschnitt an MST 2 in x-Richtung

5.4.4 Ableitung des systembedingten Elastizitätsmoduls

Dehnungsmessungen sollen letztendlich auch immer Aufschluss über die vorliegenden mechanischen Spannungen geben. Vor dem Hintergrund der Problematik, durch Umrechnung nur mit großer Unsicherheit von den gemessenen Dehnungen auf die vorherrschenden Spannungen schließen zu können, wird der Versuch unternommen, aus den Messungen Rückschlüsse auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ziehen zu können. Da an MST 7 neben den Dehnungsmessungen auch direkte Spannungsmessungen an Plattenoberkante und in Plattenmitte vorliegen, ist es möglich, einen systembedingten Elastizitätsmodul E über diese Messwerte im „ungestörten Zustand“ zu bestimmen. Aufgrund des vorherrschenden großen Zwangspannungsanteils ist dieser Elastizitätsmodul vom Kriech- und Relaxationsverhalten abhängig. Eine Ermittlung des Elastizitätsmoduls aus der Gegenüberstellung von Spannungs- und zugehöriger Temperaturänderung bei gegebenenfalls vorheriger Bestimmung des Temperaturexpansionskoeffizienten aus dem Vergleich von Dehnungs- und Temperaturänderung ist nur für zentrischen Zwang bzw. freie Ausdehnung zielführend. Aufgrund des existierenden Biegezwangs ist dies hier nicht möglich.

Deshalb werden in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm den gemessenen Spannungen die spannungserzeugenden Dehnungen direkt gegenübergestellt. Die auftretenden Zwangspannungen werden, solange sie sich vollständig einstellen, von beiden Aufnehmern gemessen und sind somit auf beiden Seiten enthalten. Ein Relaxieren der Spannungen wird hingegen nur vom Spannungsaufnehmer registriert. In Bild 5.39 sind die entstehenden Punktwolken für den Gesamtmesszeitraum zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls an Plattenoberkante (links) und in Plattenmitte (rechts) dargestellt. Die vereinzelt außerhalb liegenden Punkte entstammen dem Messjahr 2007 mit noch vorhandener Restwärme aus Hydratation. Der Elastizitätsmodul bestimmt sich für die Plattenoberkante über die Steigung der Ausgleichsgeraden zu etwa 15.706 MN/m^2 . Die Streuungen in Plattenmitte sind größer. Ursächlich hierfür ist unter anderem auch das geringere Spannungsniveau. Als Elastizitätsmodul kann ein Wert von 24.500 MN/m^2 abgeschätzt werden.

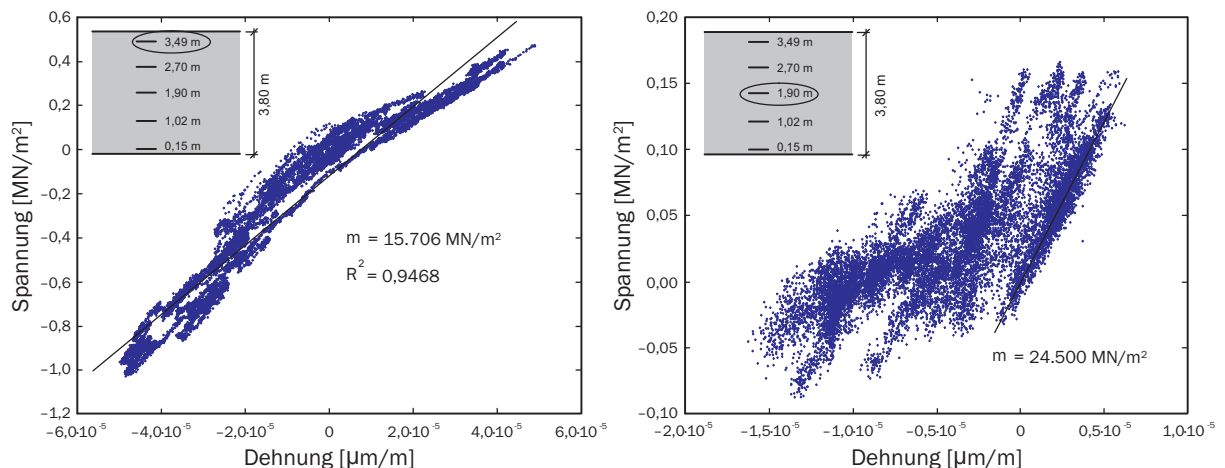


Bild 5.39: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Plattenoberkante (links) und die Plattenmitte (rechts)

An Plattenoberkante ist eine Zweiteilung der Punkte mit verschiedener Steigung und somit unterschiedlichem Elastizitätsmodul erkennbar. Da im Diagramm nur Differenzen angegeben sind und somit die Zuordnung abhängig vom Bezugszeitpunkt ist, ist der Unterschied für den Zug- und Druckbereich lediglich zufällig. Bei Betrachtung der Punktwolke in zeitlich-kalendarischer Hinsicht fällt jedoch eine Aneinanderreihung der Monate in Form einer Schleife auf, wie dies ähnlich bereits in Bild 5.18 auftrat. Die unterschiedlichen Steigungen können dem Vorzeichen des Temperaturgradienten eindeutig zugeordnet werden. Für eine bessere Anschaulichkeit dieser beiden Sachverhalte ist in Bild 5.40 erneut nur das Jahr 2008 dargestellt. Hier umfassen die Zeiträume entsprechend Bild 5.11 mit einem negativen Gradienten die Monate Anfang Mai bis Mitte September bzw. mit einem positiven Gradienten Anfang Januar bis Ende April bzw. Mitte September bis Ende Dezember. Für 2009 tritt eine Verschiebung um ca. einen Monat auf. Bei negativer Temperaturdifferenz (oben wärmer) ist ein größerer Elastizitätsmodul festzustellen als bei einem positiven Gradienten (oben kälter). Das hysteretische Verhalten spiegelt anschaulich die große Abhängigkeit des Beanspruchungszustandes von der vorherrschenden Temperaturdifferenz wieder. Das gestiegene Beanspruchungsniveau ist ausschließlich durch Jahresvergleich einzelner Monate bzw. vergleichbarer klimatischer Bedingungen erkennbar. Damit ist auch eine Erklärung gefunden, warum in Plattenmitte im Bereich des Spannungsnullgangs dieses Phänomen nur sehr bedingt auftritt. Bedingt durch das geringere Belastungsniveau und der Lage ergeben sich hier deutlichere Streuungen.

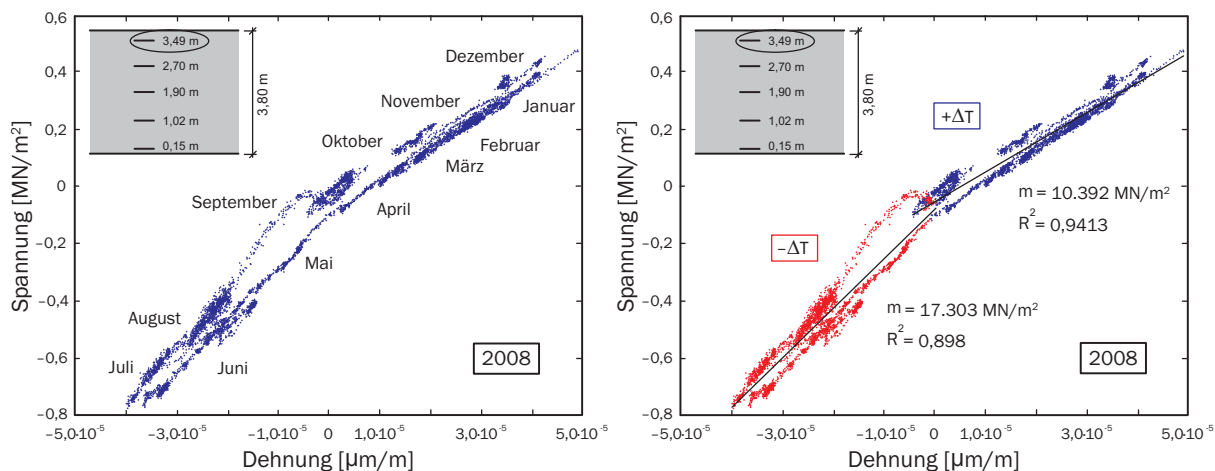


Bild 5.40: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Richtung des Temperaturgradienten

Der Elastizitätsmodul ergibt sich hier systembedingt. Durch die sich langsam einstellenden jahreszeitlichen Temperaturwechsel bauen sich die Zwangsspannungen nicht vollständig auf und Relaxationseinflüsse sind erkennbar. Diese würden bei Annahme eines Elastizitätsmoduls von 28.300 MN/m^2 nach Bild 5.40 für 2008 bis zu 63 % betragen. Bei positiver Krümmung wird im Bereich des Sockels die Aufwölbung durch das Eigengewicht und die Stützen behindert. Bei negativer Krümmung wird die Behinderung durch das Eigengewicht und den anstehenden Boden hervorgerufen, jedoch besteht in dieser Richtung schon eine Vorverformung durch die Last. Die Steifigkeit ist entsprechend geringer. In Bild 5.41 ist für das Jahr 2008 an Bauteiloberkante ein Vergleich des mit dem Spannungs-

aufnehmer gemessenen Spannungsverlaufs σ_{gem} und des auf der Grundlage eines Elastizitätsmoduls von 28.300 MN/m^2 aus den spannungserzeugenden Dehnungen ermittelten Verlaufs $\sigma = E \varepsilon_{gem}$ aufgeführt. Die große Abweichung wird erneut deutlich. Hinzugefügt ist der Verlauf der Zwangspannungen, wie er sich rechnerisch aus den identifizierten Temperaturzwangspannungen aus dem linearen und nichtlinearen Temperaturanteil $\sigma = E \varepsilon_{t,rech}$ ergibt. Dies zeigt noch einmal, dass sich durchschnittlich nur etwa 55% der Zwangspannungen auch einstellen. Vergleicht man die vorhandenen, deutlich geringeren Spannungen jedoch mit denjenigen aus dem identifizierten Lastanteil bestimmten Spannungen $\sigma = E \varepsilon_{Last}$, sind in diesem Fall die Gesamtspannungen in den Sommermonaten immer noch um das Vierfache größer als die reinen Lastspannungen. Für die spannungserzeugenden Dehnungen hätte sich dieser Wert ursprünglich zum zehnfachen ergeben (Anhang D.3).

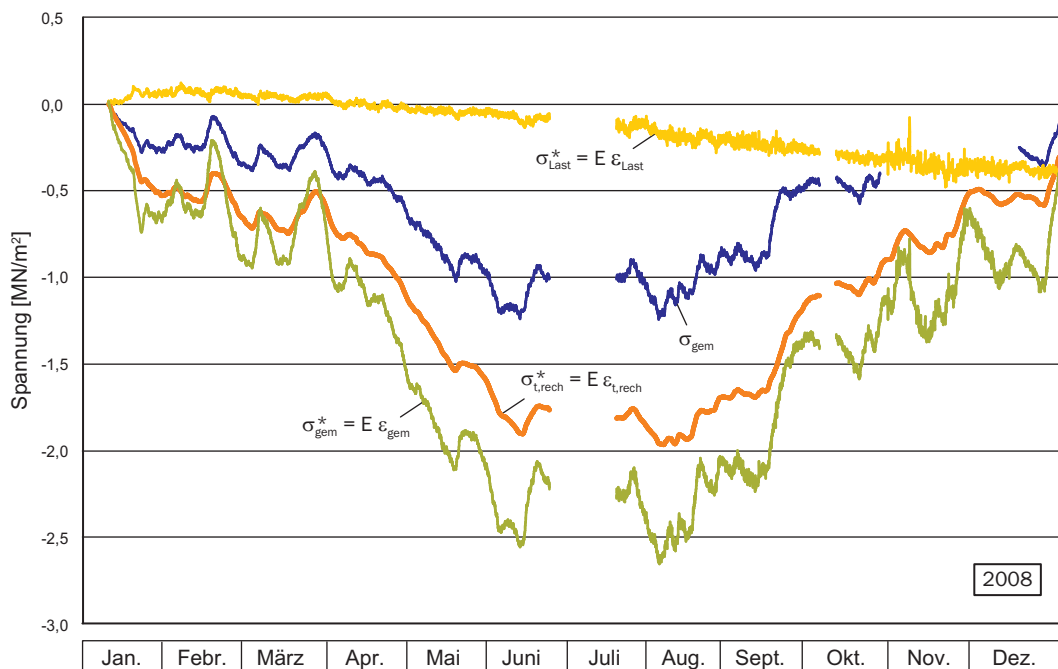


Bild 5.41: Vergleich von abgeleiteten Verläufen mit dem gemessenen Spannungsverlauf

Bei den bisherigen Untersuchungen des Beanspruchungszustandes aus Temperatur wurde von einem durchschnittlichen Ausdehnungskoeffizienten von $\alpha_{T_{Beton}} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ ausgegangen. Im Folgenden wird versucht, eine Aussage hinsichtlich der Korrektheit dieser Annahme zu erhalten. Da die gemessenen Dehnungen zum Erhalt der spannungserzeugenden Dehnungen um den Differenzanteil der Ausdehnungskoeffizienten $\Delta\alpha_T = \alpha_{T_{Beton}} - \alpha_{T_{Saite}}$ nach Gleichung 4.3 korrigiert werden müssen, wird im Rahmen einer Regressionsanalyse dieser Anteil solange variiert, bis der Regressionskoeffizient R^2 maximal ist. Somit kann rückwirkend auf den Ausdehnungskoeffizienten des Betons geschlossen werden, da davon auszugehen ist, dass im Gegensatz zur Unsicherheit des Betons der Ausdehnungskoeffizient der Saite bekannt ist. Die Analyse wird getrennt für die Werte des positiven und des negativen Temperaturgradienten durchgeführt und ist beispielhaft graphisch für den Jahreszyklus 2008 in Bild 5.42 dargestellt. Die Abnahme der Streuung der Werte ist klar

ersichtlich. Für die optimierten Differenzwerte $\Delta\alpha_T$ sind die ermittelten Regressionskoeffizienten und zugehörigen Elastizitätsmoduli für die Jahre 2008 und 2009 wiedergegeben. Nach diesen Werten würde sich der Ausdehnungskoeffizient des Betons mit zunehmendem Alter verringern. Die leicht größeren Werte für einen positiven Gradienten im Vergleich zum negativen des gleichen Jahres könnten dem Feuchteintrag der Jahreszeit geschuldet sein. Es bleibt als Ergebnis festzuhalten, dass der so bestimmte Elastizitätsmodul äußerst sensitiv auf die Temperatur reagiert. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Ausdehnungskoeffizienten abweichen.

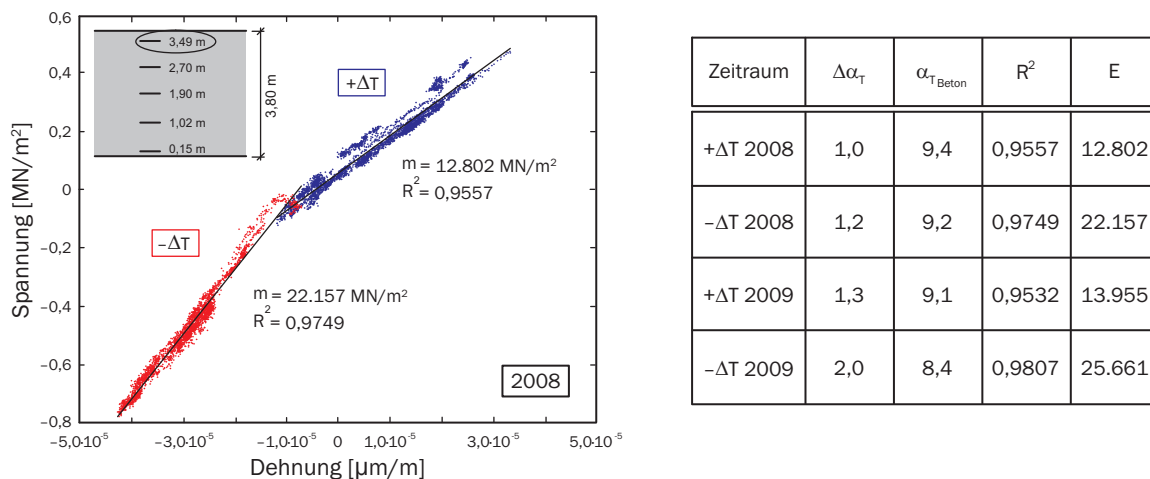


Bild 5.42: Regressionsanalyse zur Ermittlung des Ausdehnungskoeffizienten

Aufgrund der Lage in der theoretischen Nulllinie sind für die Plattenmitte keine bzw. nur sehr bedingt Unterschiede in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz feststellbar. Jedoch wird auch hier pro Monat eine Schleife durchlaufen. Als durchschnittlicher Ausdehnungskoeffizient ergibt sich $\alpha_{T_{\text{Beton}}} = 9,1 \cdot 10^{-6} 1/K$. Ein zur Plattenmitte hin erhöhter Ausdehnungskoeffizient aufgrund eines nach 2-3 Jahre nach der Betonage noch unausgeglichenen Feuchtegehalts konnte nicht festgestellt werden.

Die Messunsicherheiten der Aufnehmer sind in Kapitel 4.4 beschrieben. Selbst wenn dadurch prozentuale Abweichungen in den Messwerten auftreten, würden diese nur den Betrag nicht aber das qualitative Verhalten beeinflussen. Die Relaxationseinflüsse wurden dargelegt. Aufgrund der konstanten Steigung der Moduli scheinen diese für den jeweiligen Gradienten gleichbleibend zu sein, was durch die sich ständig auf- und abbauenden Zwangsspannungen plausibel erscheint. Schwinddehnungen sollten für die vorliegenden Untersuchungen in den ersten beiden Jahren nach der Betonage noch nicht von Belang sein. Mit einem nach Rostásy & Henning (1990) angenommenen Austrocknungsfortschritt von nur 20 cm im ersten Jahr und 60 cm nach 10 Jahren, erreicht die Trocknungsfront erst im Laufe der Untersuchungen den oberen Aufnehmer. Der mittlere Aufnehmer wird mit 1,90 m im Inneren der Platte noch über lange Zeit nicht im vollständig ausgetrockneten Bereich liegen.

5.4.5 Räumlicher Beanspruchungszustand

Die Bodenplatte bleibt während der gesamten Bauzeit im Messbereich im ungerissenen Zustand. Hierfür werden die spannungserzeugenden Dehnungen an der Plattenunterkante über den Gesamtmesszeitraum betrachtet (Bild 5.43). Infolge der Betonage und der anschließenden Hydratationswärmeentwicklung werden an der Plattenunterkante Druckspannungen erzeugt. Diese werden nicht rasch wieder abgebaut, sondern verbleiben teilweise im Querschnitt. Die Zugfestigkeit des Betons wird erst ab einer Dehnung von etwa $100 \mu\text{m}/\text{m}$ erreicht. Dieser Betrag wird von allen Aufnehmern in der Bauphase nicht erreicht. Im Bereich der MST2 entsteht im Juli 2009 lokal eine hohe Zugbeanspruchung, da Aufnehmer 2 ux einen sprunghaften Anstieg verzeichnet. In y-Richtung ist dieses Verhalten nicht existent. Der Aufnehmer 2 uy hatte vermutlich schon während der Bewehrungsarbeiten eine Zugbeanspruchung erfahren und kann deshalb bei Darstellung der Absolutwerte nicht mit den anderen Aufnehmern verglichen werden. Er wird deshalb in dieser Darstellung mit Bezug auf den Beginn der kontinuierlichen Auslesung angegeben und zeigt dann vergleichbare Werte.

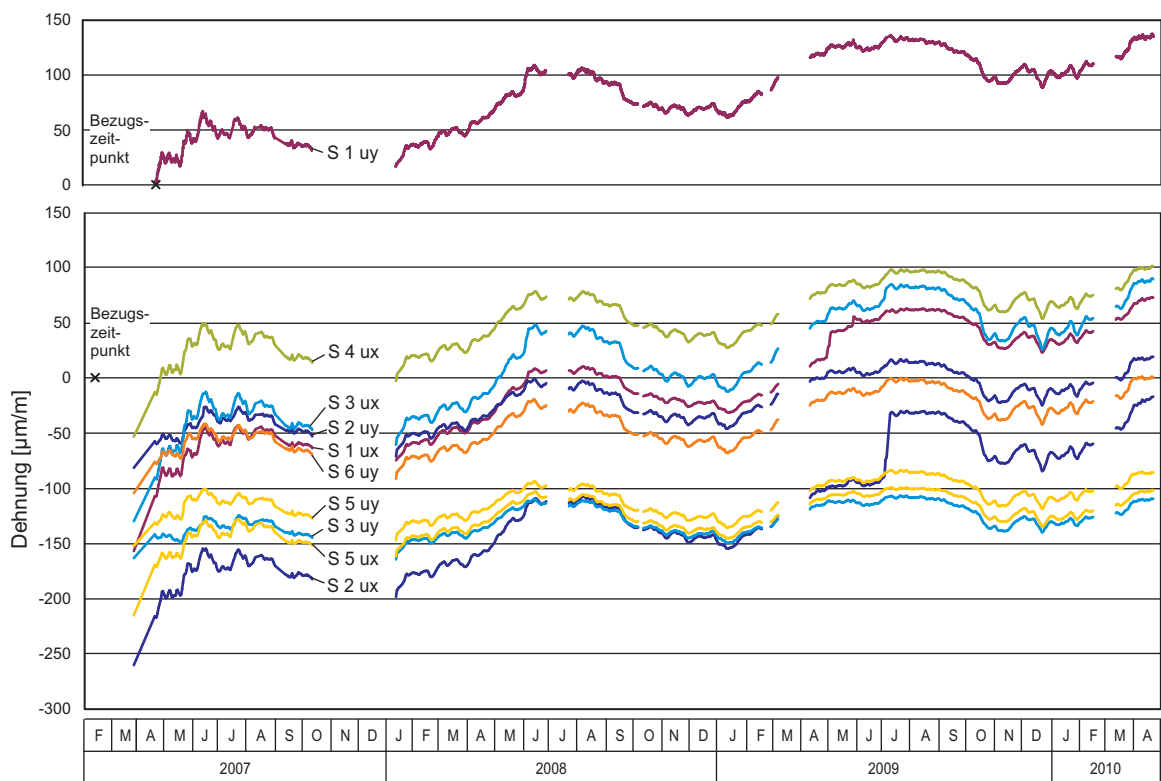


Bild 5.43: Spannungserzeugende Dehnungen an der Plattenunterkante über den Gesamtmesszeitraum

Es wird deutlich, dass alle Aufnehmer einen unterschiedlich großen Primärspannungsbeitrag aus Hydratationswärme eingepreßt bekommen. Dieses Verhalten wird auf die Lage der Messstellen im Übergangsbereich zwischen spannungsfreiem Rand und Innenbereich der Platte mit vollem Zwang zurückgeführt (Kapitel 2.2.3).

Auch der gemessene Spannungsverlauf bestätigt die Aussage der eingepprägten Druckspannungen im Biegezugbereich des Messbereichs. Die Messwerte liegen zwar wie erläutert erst ab Juni vor, der Sockelbetrag aus Hydratation kann jedoch Tue, Schlicke & Schneider (2009) entnommen werden. Die Plattenoberkante bleibt erwartungsgemäß im Druckbereich. Unter der Annahme, dass die nach Abklingen der Hydratationswärme entstehenden Spannungen an Plattenober- und unterkante vergleichbar sind, wird der Spannungsverlauf der Oberkante als Zugspannung auf den Primärspannungsbetrag an Plattenunterkante aufgesetzt (Bild 5.44). Entsprechend des Ergebnisses der Dehnungsaufnehmer zeigt sich, dass die Plattenunterkante in der Bauphase nicht in den Zugbereich kommt, da der eingepprägte Spannungszustand aus Hydratationswärme große Druckspannungen liefert, die erst allmählich durch die Lastspannung abgebaut werden. Auch durch die einsetzenden zyklischen Spannungen aus saisonaler Temperatur kommt es zu keiner Überschreitung. Bei der numerischen Simulation der jahreszeitlichen Spannungen unter Zugrundelegung des vorhandenen Spannungs- und Temperaturzustandes nach 876 Stunden in Anlehnung an Tue, Schlicke & Schneider (2009) wurde deutlich, dass sich langfristig kein Unterschied im Spannungsverlauf einstellt, ob die Betonage im Winter oder im Sommer stattgefunden hat [Stopp & Dierke 2010]. Spätestens nach einem halben Jahr haben sich die Spannungen angeglichen. Hierbei sei erwähnt, dass vereinfachend von einem identischen Spannungs- und Temperaturzustand zu Beginn ausgegangen wurde.

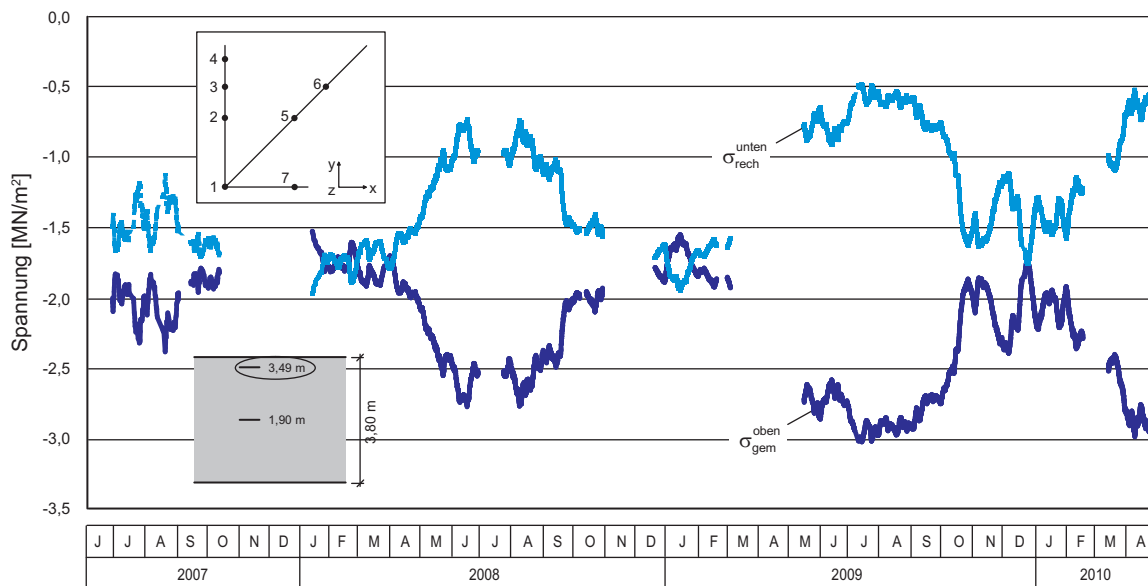


Bild 5.44: Spannungen über den Gesamtmesszeitraum unter Berücksichtigung der eingepprägten Spannungen aus Hydratation

Zur Darstellung des räumlichen Verhaltens wird eine numerische linear-elastische Vergleichsrechnung durchgeführt. Hierbei steht zunächst die qualitative Abbildung des jeweiligen Tragverhaltens zum Vergleich mit den Messwerten im Vordergrund. Dies geschieht am Volumenmodell ohne die vereinfachenden Annahmen der Plattentheorie. Die Diskretisierung ist Kapitel 5.1 zu entnehmen. In Tabelle 5.8 ist die berechnete Verteilung der Spannungen in einem Ausschnitt des Stützensockelbereichs in der Achse 5 für die maß-

gebenden Lastfälle „Belastung Sockel“ und „lineare Temperaturdifferenz“ wiedergegeben. Die Blickrichtung bleibt wie schon zuvor von Ost nach West, so dass sich auf der rechten Seite der freie Rand befindet.

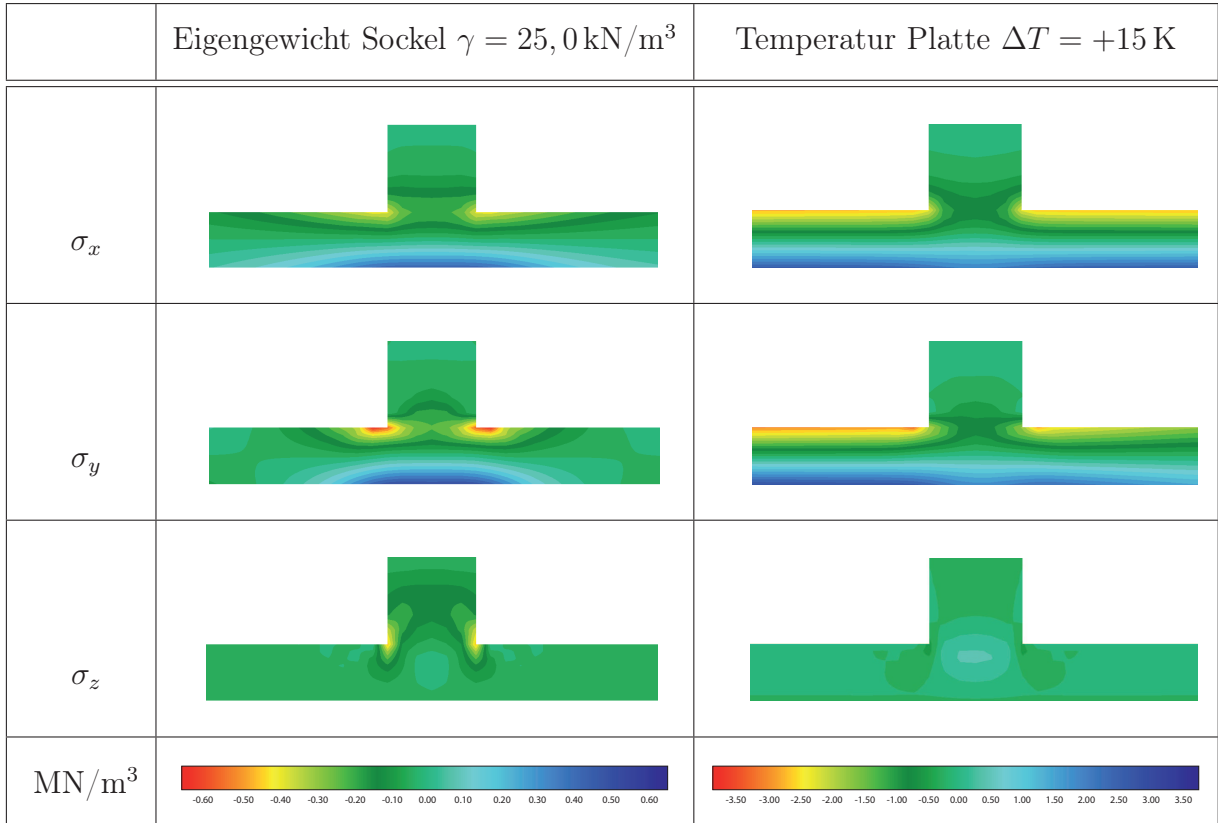


Tabelle 5.8: Spannungsverläufe im Stützensockelbereich für die maßgebenden Lastfälle „Belastung Sockel“ und „lineare Temperaturdifferenz“ in Achse 5

Infolge der Belastung durch das Sockeleigengewicht werden nur Spannungen im Nahbereich des Sockels hervorgerufen. Die hier nicht dargestellten Trajektorien zeigen ein typisches Biegetragverhalten mit einer Diskontinuität im Bereich der Lasteinleitung. Für die Querrichtung (x-Richtung) ergeben sich geringere Spannungen als in der Längsrichtung (y-Richtung). Zum Rand hin klingen letztere jedoch schneller ab. Dies entspricht den Ergebnissen von Timm (2004), wonach im Vergleich zu den tangentialen Momenten größere radiale Momente entstehen, die schneller zum Rand hin abflachen. Bei der Temperaturdifferenz sind die Spannungen in Querrichtung größer und außerhalb des Stützenanschnitts nahezu konstant. Anders ist dies bei den Spannungen in Längsrichtung, die zum freien Rand hin rascher abklingen.

Es zeigen sich mit den Messwerten in der Charakteristik übereinstimmende Spannungsverläufe. Die y-Richtung liefert qualitativ gleichwertige Ergebnisse mit einer Zunahme der Spannungen zum Sockel hin. In der x-Richtung treten geringe Unterschiede auf, die jedoch zum einen aufgrund von Abweichungen zwischen Messpunkt und Knotenpunkt und zum anderen aufgrund der vereinfachenden Annahmen der Berechnung im Vergleich zur komplexen Belastungssituation des Messobjektes nicht verwunderlich sind. In den

Berechnungen wurde bewusst auf den Ansatz weiterer Lasten verzichtet. Durch Berücksichtigung kleinerer Stützenlasten im direkten Umfeld der Stütze genauso wie mit einer Anpassung der Bettungsmodulverteilung könnten hier lokal Änderungen erreicht werden. In z-Richtung sind die schon in Kapitel 5.3 diskutierten Spannungsunterschiede noch einmal sichtbar. Aufgrund der einheitlichen Skalierung der Spannungen für alle drei Richtungen werden die Unterschiede hier nur weniger deutlich erkennbar. Im Vergleich zu den Lastspannungen treten bei den Zwangspannungen in Sockelmitte deutliche Zugspannungen auf.

Für einen quantitativen Vergleich werden ebenfalls für den Schnitt in Achse 5 für diskrete Zeitpunkte die gemessenen und die berechneten Lastdehnungen gegenübergestellt. Hierfür wird der in Kapitel 5.3 identifizierte Lastverlauf der Kesselstütze herangezogen und nach Bild 5.21 die Gesamtlast ermittelt. Diese Last wird für die numerische Berechnung übernommen und es werden die zugehörigen Dehnungen im Bereich der Messstellen bestimmt. Für die zugehörigen Zeitpunkte werden die aus den gemessenen Dehnungen abgeleiteten Lastdehnungen ausgelesen (siehe Anhang D.3). Eine Gegenüberstellung für eine Last am 14.06.2008 von $P = 10.000 \text{ kN}$ ist Bild 5.45 zu entnehmen. Da die Lastdehnungen nur für Messstellen mit drei über die Höhe vorliegenden Werten bestimmt werden konnten, ist der Vergleich auf solche beschränkt. Die berechneten Verläufe werden zusätzlich noch am Stützenanschnitt und in Sockelmitte angegeben. Die Ergebnisse stimmen unter Berücksichtigung der getroffenen Annahmen gut überein. Abgesehen von den verbleibenden Unsicherheiten bezüglich der quantitativen Größenordnung der Messwerte kann festgehalten werden, dass das qualitative Verhalten identifiziert und mit dem Volumenmodell nachgebildet werden konnte. Zur Abbildung der Zwangspannung ist jedoch die Berücksichtigung von Relaxationseinflüssen notwendig.

Abschließend werden die mit dem Volumenelementmodell berechneten Spannungen mit den mit dem Plattenmodell ermittelten Momenten verglichen. Auch hierfür wird die vereinfachte Diskretisierung der Viertelplatte und des idealisierten Bettungsmodulverlaufs mit linearem Anstieg zu den Rändern hin gewählt. Die Temperaturbeanspruchung wird mit dem Plattenmodell vergleichbar abgebildet. Eine Ausnahme bildet hierbei der direkte Sockelnahbereich, der jedoch vernachlässigt werden kann (siehe auch Tabelle 5.8). Aufgrund des eindimensionalen Temperaturfeldes war dies zu erwarten und wird hier auch nicht weiter dargestellt. Als Beanspruchung aus dem Stützensockel wird beispielhaft das Eigengewicht des Sockels untersucht. Es zeigt sich, dass die Modellierung der Lasteinleitung einen entscheidenden Einfluss auf die Größe des resultierenden maximalen Momentes besitzt.

In Bild 5.46 sind für verschiedene Modellierungsvarianten der Lasteinleitung die resultierenden Momentenverläufe dargestellt. Aus der Integration der Spannungen des Volumenmodells am Stützenanschnitt (Bild 5.45) ergibt sich für die x-Richtung ein Moment von 460 kNm/m und für die y-Richtung von 601 kNm/m , in Stützenmitte von 370 kNm/m und 438 kNm/m . Bei Abbildung der Kesselstützenlasten beim Plattenmodell als Einzellast entsteht erwartungsgemäß eine Singularität, wodurch das Moment um das drei- bis vierfache überschätzt würde. Es zeigt sich jedoch auch deutlich, dass eine Abbildung als Flächenlast mit den realen Bauteilabmessungen bei diesen Plattendicken nicht adäquat ist. Die Last wird in der numerischen Idealisierung auf die Plattenmittelachse aufgebracht, bis hier-

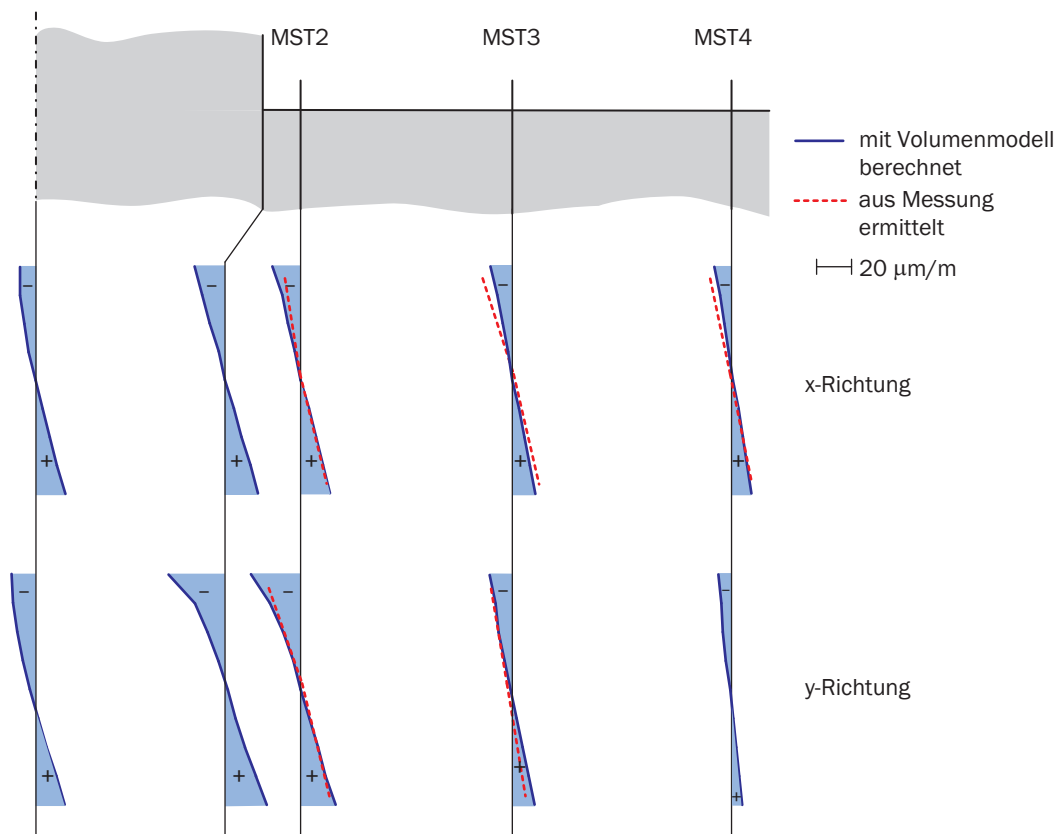


Bild 5.45: Vergleich der aus den gemessenen Werten bestimmten Lastdehnungen mit den rechnerisch bestimmten Dehnungsverläufen über den Querschnitt für eine Last von $P = 10.000 \text{ kN}$ am 14.06.2008

hin hat sie sich jedoch schon ausgebreitet. Unter der Annahme einer 45° -Lastausbreitung kann das resultierende Moment reduziert werden. Jedoch wird das tatsächliche Tragverhalten weiterhin nicht korrekt wiedergegeben. Die Last durch den Stützensockel wird nur schlaff aufgebracht. Durch die Modellierung des Stützensockels mittels Volumenelementen kann dieses geändert werden. Hierdurch wird die identifizierte Lastabtragung über die Randbereiche des Sockels simuliert. Um ein entsprechendes Resultat ohne die Verwendung von Volumenelementen nur mit einem reinen Plattenmodell erzielen zu können, müsste die Lasteinleitung umgerechnet auf die Plattenmittelachse und hier nur im Randbereich als so genannte „Krempenlast“ außerhalb des eigentlichen Stützenbereiches entsprechend Bild 5.47 erfolgen. Auch wenn dieser Vorschlag eine stark vereinfachte Idealisierung darstellt, so stützt er sich doch auf die Verteilung der Spannungen in z-Richtung im Volumenmodell (siehe auch Tabelle 5.8).

Abschließend kann gesagt werden, dass die Näherung eines plattenartigen Tragverhaltens auf die massive Bodenplatte aufgrund ihrer großen Abmessungen zutrifft und auch im Einleitungsbereich der großen Kesselstützenlast gelten kann. Bei der Bemessung zukünftiger massiver Bodenplatten, die bedingt durch ihre Funktion oder die Bauzeit saisonalen Temperaturschwankungen ausgesetzt sind, sollten diese bedacht werden, besonders dann, wenn Zwangbeanspruchungen bemessungsentscheidend werden. Die Spannungen die bei

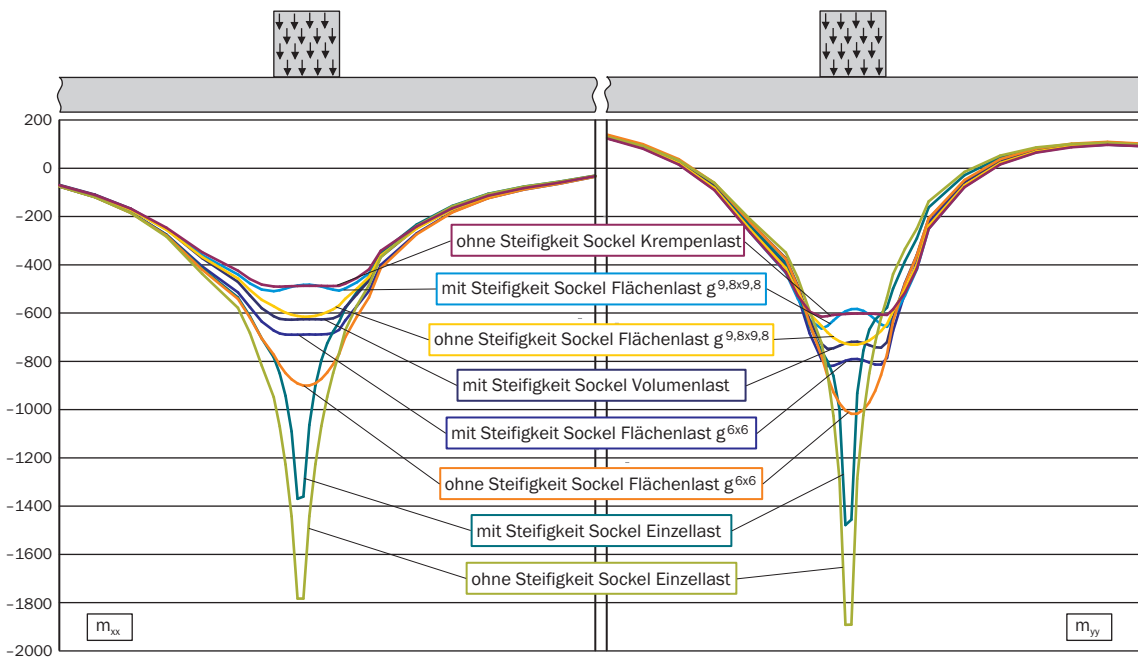


Bild 5.46: Resultierende Momentenverläufe für verschiedene Modellierungsvarianten der Last nach der Plattentheorie

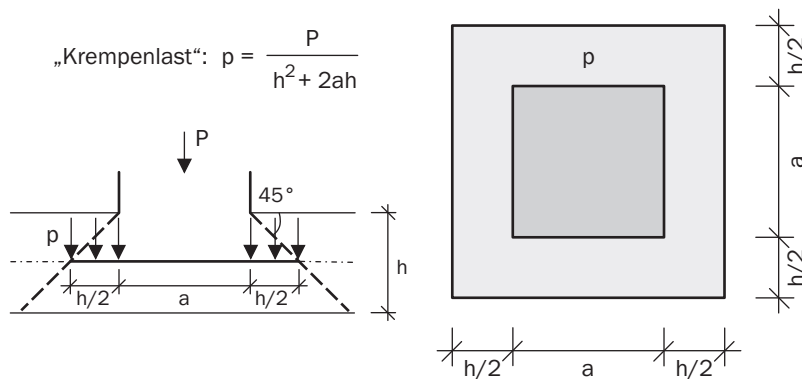


Bild 5.47: Vorschlag zum Ansatz einer großflächigen Belastung in einem Plattenmodell

vollständiger Behinderung der Verkrümmung und Annahme einer Relaxation in Höhe von durchschnittlich etwa 50% des vollen Elastizitätsmoduls zusätzlich in den Querschnitt eingeleitet werden, betragen etwa $\sigma = 1,4 \text{ MN/m}^2$. Durch den Hydratationsprozess wird eine Druckspannung im Biegezugbereich in Höhe von etwa $\sigma = -1,5 \text{ MN/m}^2$ eingepreßt, wodurch der Querschnitt im untersuchten Bereich über die gesamte Bauphase im ungerissenen Zustand verbleibt.

Kapitel 6

Verifikation des Boden-Bauwerk-Interaktionsmodells

Abschließend werden mit dem entwickelten ganzheitlichen numerischen Modell Setzungsberechnungen für die in Kapitel 4.5 beschriebene große und mittelgroße Bodenplatte des Kraftwerksneubaus in Boxberg unter Verwendung der implementierten Stoffgesetzformulierungen durchgeführt und mit Messergebnissen verglichen. Diese werden den Auswertungen des Erdbaulaboratoriums Essen zum F+E Forschungsvorhaben „Messtechnische Erfassung und Bewertung des Lastabtrags großflächig gegründeter Kraftwerkskomponenten in den Baugrund“ der Vattenfall Generation Europe AG entnommen. Die für die Stoffgesetze verwendeten Materialparameter werden durch einen Ödometersversuch validiert bzw. kalibriert. Die Auswirkung der Stoffgesetzformulierung auf die Abbildung des Setzungsverhaltens bei großflächigen Bodenplatten wird untersucht. Darüber hinaus wird der Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf das Ergebnis betrachtet und ein Vergleich zu elastischen und ebenen Berechnungen geführt.

6.1 Allgemeines

Zum Zeitpunkt der Erstellung der vorliegenden Arbeit stehen noch nicht für alle Messungen belastbare Ergebnisse zur Verfügung. Um dennoch einen Vergleich zu ermöglichen, werden die Berechnungen auf die verifizierten Messungen ausgelegt. Diese betreffen hauptsächlich die Setzungsmessungen des REA-Schaltanlagegebäudes. Auf die Darstellung des Sohldrucks wird aufgrund des fehlenden Vergleichs zu den Messwerten verzichtet, obgleich eine Untersuchung mit dem ganzheitlichen Modell möglich wäre. Gleiches gilt für die Momentenbeanspruchung der Bodenplatte.

Die Untersuchung des Einflusses der Bauwerkssteifigkeit auf den Setzungsverlauf erfolgt für das REA-Schaltanlagegebäude. Der vierstöckige Überbau bringt eine deutliche Verän-

derung der Steifigkeit im Gegensatz zur Bodenplatte mit sich (Bild 4.19). Für das Kesselhaus ergab sich bei Vergleichsrechnungen hingegen ein vernachlässigbar geringer Einfluss, was bei Betrachtung des Querschnitts des Kesselhauses verständlich wird (Bild 4.12). Die Steifigkeit des Überbaus resultiert hier größtenteils aus dem Stahlbetonkellergeschoss. Die Wände und Decken sind jedoch im Vergleich zur Platte dünn. Zusätzlich weist die Kellerdecke große Öffnungen auf, im Besonderen für den Kessel im Innenbereich.

6.2 Kalibrierung der Stoffgesetze anhand eines Ödometerversuchs

Anhand eines durch das ELE für den Standort Boxberg erstellten Ödometerversuchs werden die Parameter der Stoffgesetze bestimmt. Mit diesen werden die nachfolgenden vergleichenden Untersuchungen der großflächigen Gründungen durchgeführt. Hierbei wird vereinfachend von einem homogenen Boden ausgegangen.

Die bodenmechanischen Kennwerte für das MOHR-COULOMB und DRUCKER-PRAGER Modell werden in Anlehnung an Tabelle 4.1 gewählt und sind in Tabelle 6.1 angegeben. Eine Anpassung an die Versuchsdaten hat nicht stattgefunden. Für den Steifemodul wird ein mittlerer Wert von 50.000 kN/m^2 angesetzt. Aus der Umrechnung nach Gleichung 5.40 ergibt sich der für die numerische Berechnung benötigte Elastizitätsmodul. Der ungewöhnlich hohe Dilatanzwinkel ist in der verwendeten assoziierten Fließregel für das MOHR-COULOMB Modell begründet.

E [kN/m ²]	ν [-]	c [kN/m ²]	φ [°]	ψ [°]
37.143	0,3	1,0	33,0	33,0

Tabelle 6.1: Angesetzte Materialparameter für das MOHR-COULOMB und DRUCKER-PRAGER Modell

Für ein verfestigendes Stoffgesetz wurde vom ELE ein Steifemodul von 90.000 kN/m^2 ermittelt. Hierauf aufbauend wurden unter Verwendung der elasto-plastischen Parameter aus Tabelle 6.1 die Verfestigungsparameter für das Kappenmodell entsprechend Tabelle 6.2 durch Anpassung an die Versuchsdaten bestimmt.

E [kN/m ²]	ν [-]	c [kN/m ²]	φ [°]	R [-]	W [-]	D [m ² /kN]	X_0 [kN/m ²]
66.857	0,3	1,0	33,0	1,0	0,018	0,0023	0

Tabelle 6.2: Angesetzte Materialparameter für das DRUCKER-PRAGER Kappenmodell

In Bild 6.1 sind die resultierenden Spannungs-Dehnungs-Kurven den im Versuch ermittelten Werten gegenübergestellt. Der Versuch wurde mit sechs Be- und Entlastungsschleifen gefahren. Die Abbildegenauigkeit ödometrischer Belastungspfade durch die Stoffgesetze

wurde bereits in Kapitel 3.2.2 erläutert. Durch die Versuchsdaten wird die korrekte Implementierung noch einmal bekräftigt. Im charakteristischen Verhalten können durch das Kappenmodell nur die nichtlinearen Ent- und Wiederbelastungspfade nicht wiedergegeben werden. Diese treten jedoch ausgeprägt ausschließlich für ein großes Lastniveau auf. Bei einem geringeren Lastniveau wird der Unterschied vernachlässigbar gering. Die Ergebnisse werden in Hinsicht auf eine ganzheitliche Modellierung als hinreichend genau angesehen.

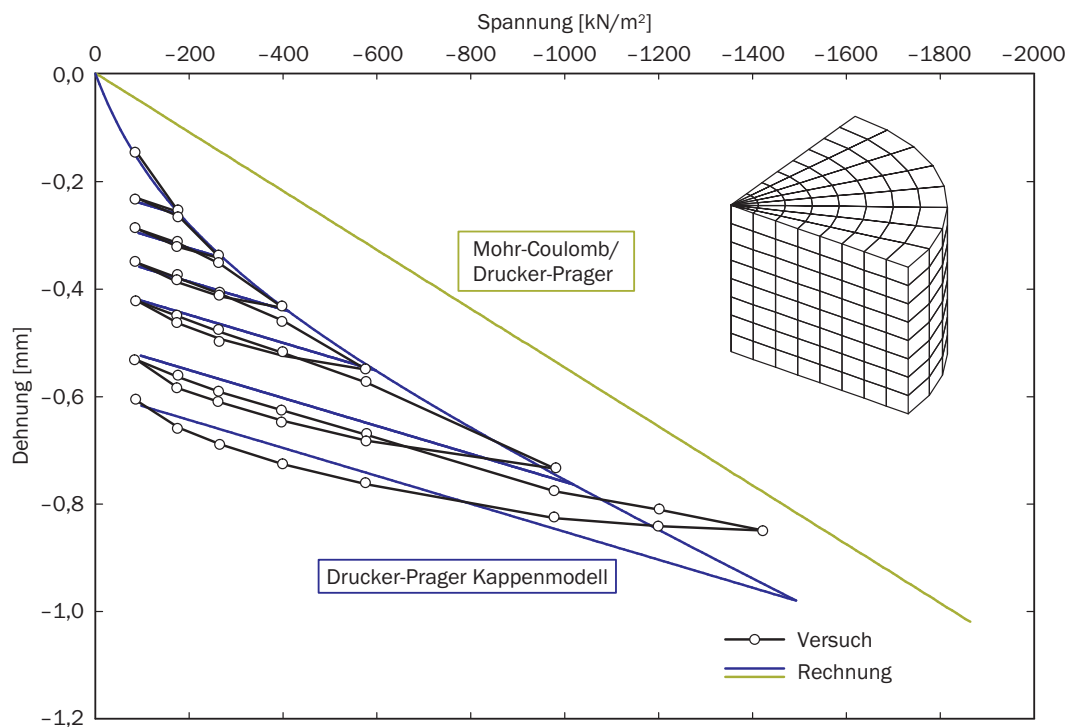


Bild 6.1: Nachrechnung eines Ödometersversuchs für einen Sand des Standortes Boxberg

6.3 REA-Schaltanlagegebäude

6.3.1 Diskretisierung

Die Darstellung des REA-Schaltanlagegebäudes erfolgte bereits in Kapitel 4.5.2. In Bild 6.2 ist die verwendete Diskretisierung der Bodenplatte dargestellt. Für die angegebenen Schnitte wird die Ergebnisauswertung vorgenommen. Hierbei wird beispielhaft ein Vergleich mit der 4. Messung nach Errichtung des gesamten Gebäudes durchgeführt (Tabelle 4.5). Zu diesem Zeitpunkt beträgt die Gesamtlast aus ständigen Lasten etwa 51.000 kN . Die Bodenplatte wird dabei durch die eingezeichneten Wandlasten (grün) und Stützenlasten (blau) beansprucht. Darüber hinaus sind in Bild 6.2 die laut Bodengutachten angesetzten Bettungssteifigkeiten wiedergegeben.

Zur Untersuchung des Einflusses der Bauwerkssteifigkeit wird zusätzlich das gesamte Gebäude modelliert. Die Diskretisierung der Decken und Wände erfolgt mit Schalenelemen-

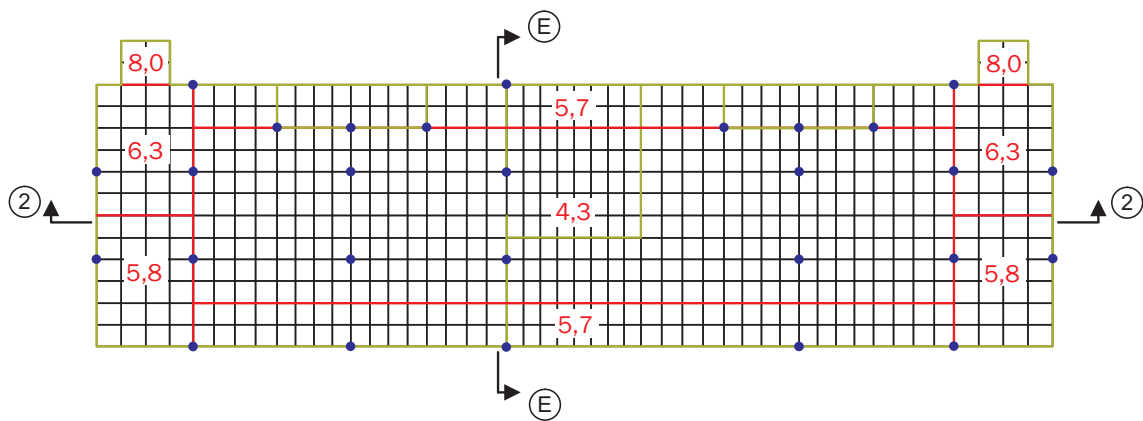


Bild 6.2: Diskretisierung der Bodenplatte und angesetzte Bettungsmoduli

ten, die der Stützen mit Balkenelementen. Die Darstellung nur eines Ausschnitts der Modellierung in Bild 6.3 dient der Anschaulichkeit.

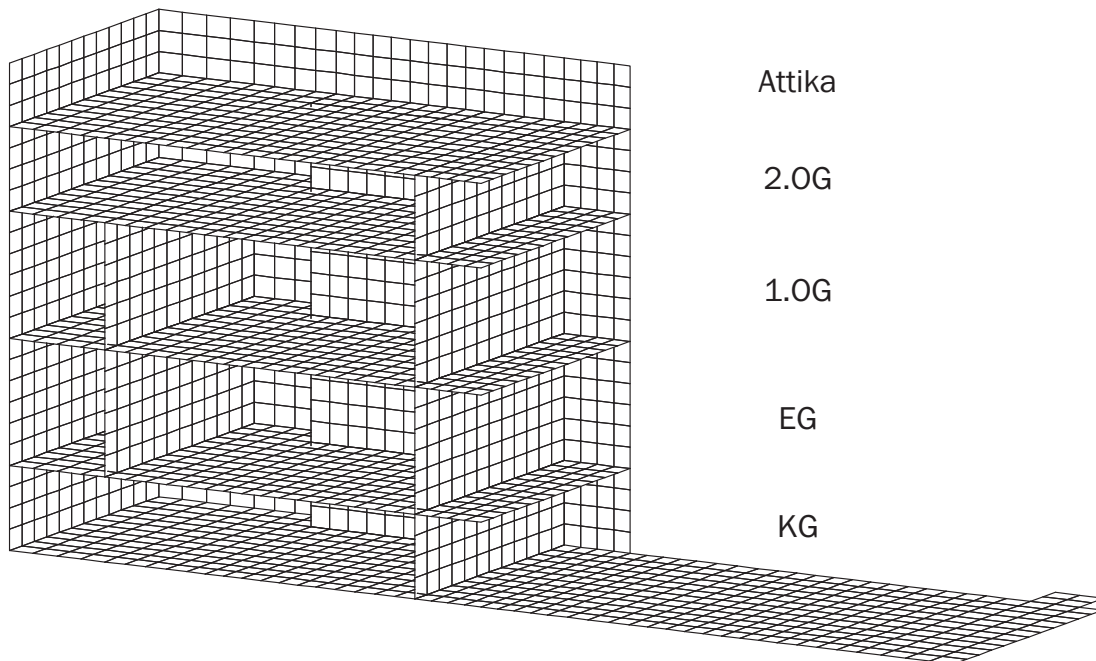


Bild 6.3: Diskretisierung der Gebäudestruktur

Die gewählte Halbraumdiskretisierung ist Bild 6.4 zu entnehmen. Die Grenztiefe für das REA-Gebäude ist aus den Ergebnissen des ELE bekannt. Dementsprechend reichen die Verformungen bis in eine Tiefe von etwa 40 m und der Boden ist bis in eine Tiefe von 50 m abzubilden. Hierfür werden 20 Elementreihen verwendet. Damit sich die Spannungen im numerischen Modell weit genug ausbreiten können, wäre somit eine horizontale Ausdehnung des Netzes von ebenfalls 50 m notwendig. Durch Vergleichsrechnungen konnte jedoch gezeigt werden, dass unter Verwendung infiniten Elemente in horizontaler Richtung das dargestellte Netz ausreichend ist. Die angeordneten infiniten Elemente sind in Bild 6.4 nur durch ihre finiten Grundflächen zu erkennen.

Zur genauen Erfassung der Bodenverformungen im Umfeld der Bodenplatte wird die Elementgröße in diesem Bereich beibehalten, danach wird sie fächerförmig aufgeweitet. Das Modell ist an Halbraumunterkante in z-Richtung gehalten. Die Knoten der Schalen- und der Volumenelemente sind fest miteinander gekoppelt. Das Modell besteht bei Abbildung von Bodenplatte und Halbraum aus 44.240 Volumenelementen, 3280 infiniten Elementen und 584 Schalenelementen. Zur Diskretisierung des Überbaus werden weitere 6400 Schalenelemente und 112 Balkenelemente benötigt.

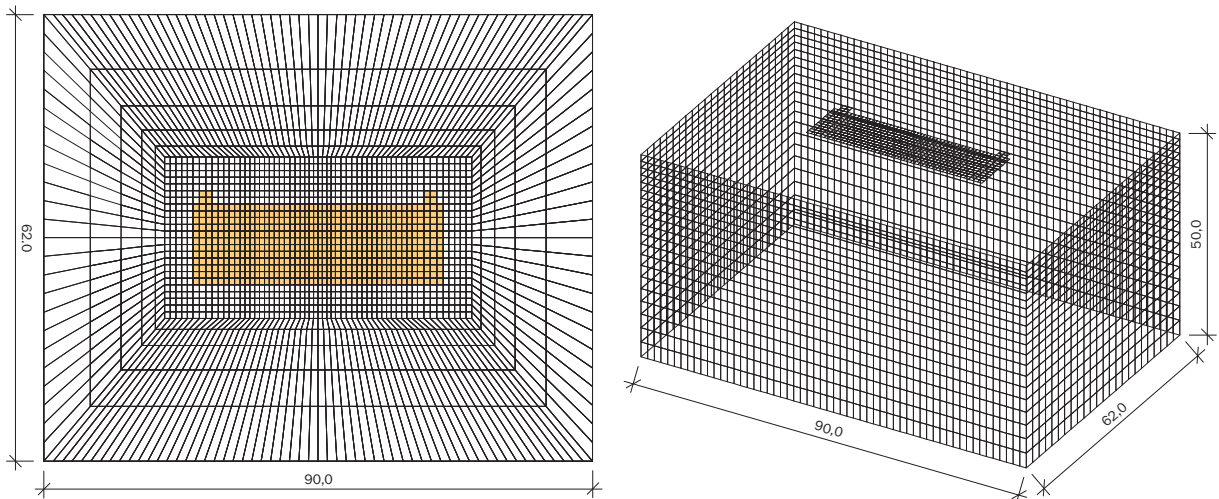


Bild 6.4: Diskretisierung des Bodenhalbraums im Nahbereich mit finiten Elementen (links) und im Fernbereich mit infiniten Elementen (rechts)

Zur Beschreibung des tiefenabhängigen Steifemoduls wird die Formulierung nach Gleichung 2.9 verwendet. Der Parameter H wird nach Gleichung 2.10 durch die Auswertung vorliegender Rammsondierungen über die bezogene Lagerungsdichte I_D zu $47,35 \text{ MN/m}^{2,5}$ bestimmt [Grunwald 2008]. Das Schichtennetz umfasst in Anlehnung an das Bodennetz ebenfalls 20 Lagen, die aufgrund der Homogenität des Bodens horizontal angeordnet werden. Für jede Lage wird ein gemittelter Elastizitätsmodul bestimmt.

6.3.2 Elasto-plastische Halbraummodellierung

In Bild 6.5 sind die mit den implementierten Stoffgesetzformulierungen ermittelten Setzungen im Längsschnitt 2-2 der Bodenplatte dargestellt. Durch einen Vergleich kann überprüft werden, inwieweit die Formulierungen den prognostizierten Setzungsverlauf einer räumlich abgebildeten, großflächigen Gründung unterschiedlich wiedergeben.

Bei Verwendung des DRUCKER-PRAGER Modells mit Kompressionskegel stellt sich ein dem elastischen Halbraum vergleichbarer Setzungsverlauf ein. Bedingt durch den umschreibenden Kreis tritt ein Schubversagen erst bei großen Spannungsspitzen auf, wodurch der Spannungspfad hauptsächlich im elastischen Bereich bleibt und deshalb in Übereinstimmung mit dem elastischen Modell liegt. In Folge der entstehenden Plastifizierungen ergibt sich eine insgesamt größere Durchbiegung. Wird hingegen der Extensionskegel

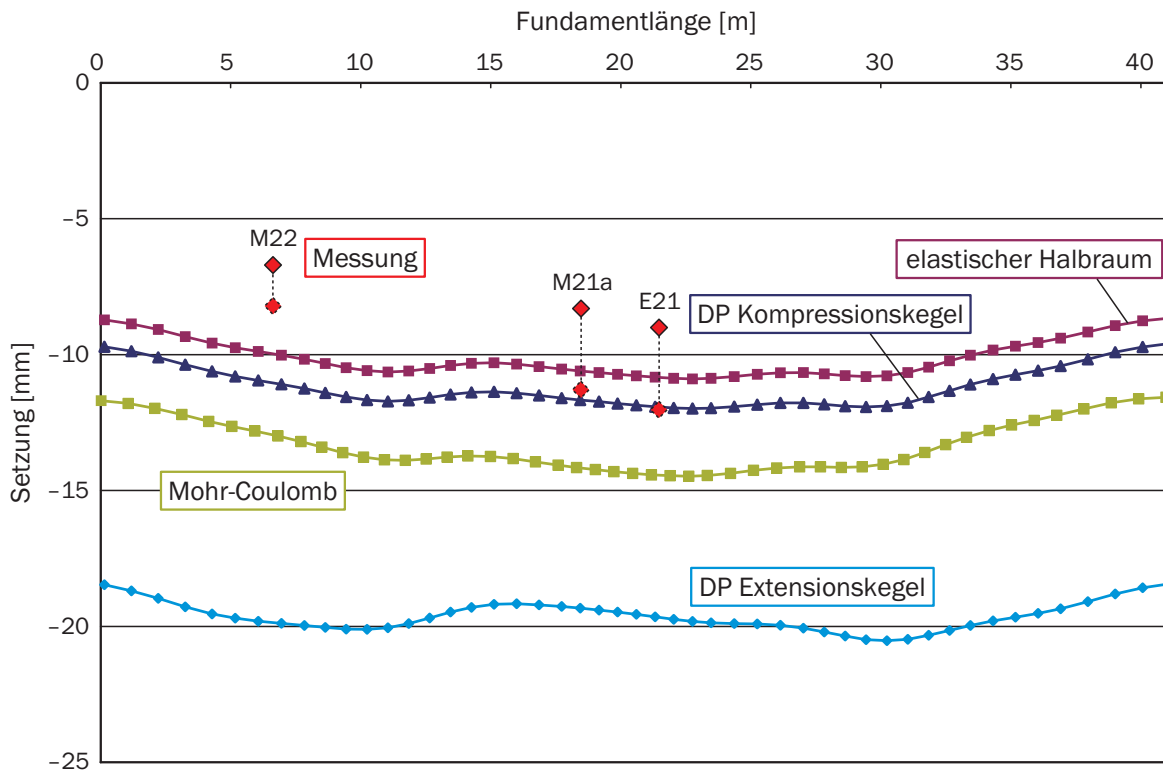


Bild 6.5: Berechneter Setzungsverlauf im Längsschnitt für verschiedene Stoffgesetzmotive

angesetzt, tritt vermehrt ein Schubversagen auf, wodurch größere Setzungen ermittelt werden. Durch die Spannungsumlagerungen kommt es zusätzlich zu einer Veränderung im Setzungsverlauf, was sich hauptsächlich durch geringere Setzungsdifferenzen zwischen Rand- und Innenbereich bemerkbar macht. Im Vergleich hierzu wird dieser Effekt vom MOHR-COULOMB Modell weniger deutlich abgebildet. Die Setzungskurve liegt zwischen den beiden DRUCKER-PRAGER Varianten. Der Extensionskegel, der in den Verifikationsbeispielen bisher das Verhalten des MOHR-COULOMB Modells gut widerspiegelte, stellt die Setzung für die großflächige Platte mit räumlichem Verhalten zu ausgeprägt dar.

Das Ergebnis der Setzungsberechnung mit dem DRUCKER-PRAGER Kappenmodell ergibt unrealistisch große Setzungswerte mit einem etwa zehnfach größeren Maximalwert im Vergleich zur elastischen Berechnung bei gleichzeitig deutlich ausgeprägter Setzungsmulde und wird deshalb nicht dargestellt. Es bleibt festzuhalten, dass die mit dem Ödometerversuch ermittelten Parameter nicht ohne weiteres auf große Systeme übertragbar sind. Um eine willkürliche Variation der Parameter zu vermeiden, wären zur Untersuchung dieses Sachverhalts weitere umfangreiche Parameterstudien notwendig. Die Auswirkung der Berücksichtigung einer volumetrischen Verfestigung auf den Setzungsverlauf einer großflächigen Gründung kann somit an dieser Stelle nicht ermittelt werden. Wie jedoch noch gezeigt werden wird, existieren neben dem nichtlinearen Bodenverhalten weitere Einflüsse, die ebenfalls einen bedeutenden Einfluss auf das Ergebnis haben. Der Genauigkeitsgrad der Abbildung muss immer im Sinne einer ganzheitlichen Modellierung bewertet werden.

Den numerischen Rechenergebnissen sind die zur Verfügung stehenden Messungen gegenübergestellt. Dies sind für den Längsschnitt 2-2 die geodätischen Kopfpunkteinmessungen der Messstellen M22, M21a und E21. Da sich die Messungen jedoch auf die Plattenbetonage beziehen, sind sie als Vergleich mit den numerischen Ergebnissen nur bedingt geeignet. Die Verschiebung infolge der Plattenbetonage für M21a kann nach Vittinghoff, Placzek & Schneider (2008) zu etwa 3 mm abgeschätzt werden. In einem ingenieurmäßigen Ansatz wird unter Berücksichtigung der Messergebnisse dieser Wert ebenso für E21 und der halbe Wert für M22 angesetzt. Mit dem angenommenen Baugrundmodell kann sowohl der Setzungsverlauf als auch der Absolutwert der Setzung grundsätzlich wiedergegeben werden.

Aus den Auswertungen des ELE zu den Verschiebungsmessungen im Boden über die Tiefe werden exemplarisch für die Messstelle M21a die Vertikalverschiebungen mit den numerischen Ergebnissen verglichen (Bild 6.6). Der Messwertverlauf stellt das Messergebnis der Streckenmesssonde dar und bezieht sich auf die Nullmessung vor dem Beginn der Plattenbetonage. Mit Hilfe der Messungen wurden sowohl die Hebungen infolge des Bodenausbaus als auch die anschließenden Setzungen infolge der Bauwerkserstellung detektiert, die jedoch zum besseren Vergleich mit den numerischen Ergebnissen aufintergriert wurden.

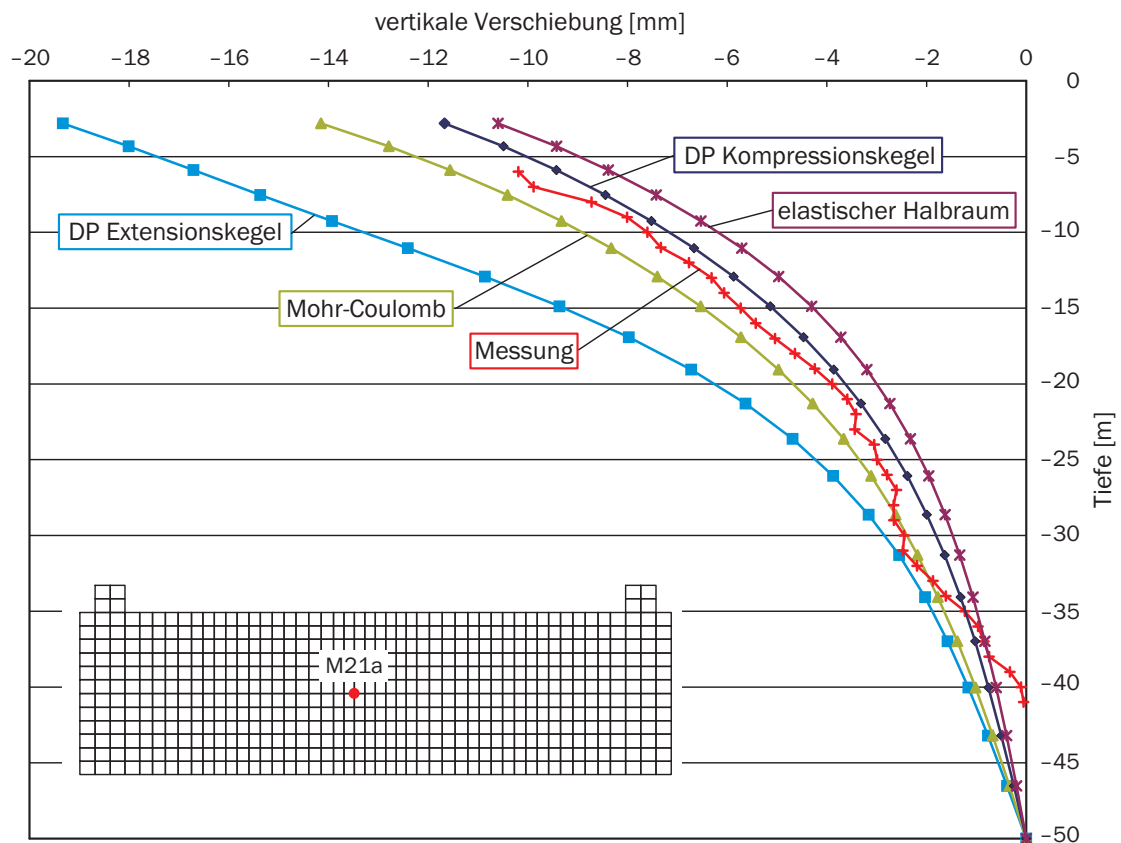


Bild 6.6: Vergleich der gemessenen und berechneten vertikalen Bodenverschiebung an Messstelle M21a

Sowohl der charakteristische Verlauf als auch die Größenordnung der gemessenen Verschiebung können durch die numerischen Berechnungen gut wiedergegeben werden. Die

Annahme eines homogenen Baugrunds stimmt für diese Stelle annähernd mit den Messergebnissen überein. Die Unterschiede zwischen den Stoffgesetzen decken sich mit den bereits bei der Setzung der Fundamentsohle beschriebenen Ausführungen. Je geringer die Verschiebung an Fundamentkante ist, desto schneller klingen die berechneten Setzungen mit der Tiefe ab. Der Messwertverlauf liegt für die gewählten Stoffparameter zwischen dem MOHR-COULOMB und dem DRUCKER-PRAGER Modell mit Kompressionskegel.

Für diese beiden Modelle werden beispielhaft die Verschiebungen in vertikaler und in horizontaler Richtung für alle Messstellen miteinander verglichen. Bild 6.7 vermittelt einen Eindruck von der Charakteristik der Verläufe. Bei den vertikalen Verschiebungen treten, wie bereits für M21a dargestellt, beim MOHR-COULOMB Modell leicht größere Werte für alle Messstellen im Bereich der Bodenplatte auf, die erst ab einer Tiefe von 25 m identisch sind. Bei den Messstellen außerhalb wird vom MOHR-COULOMB Modell im Gegensatz zum DRUCKER-PRAGER Modell und auch zu den Messdaten eine Hebung abgebildet.

Die maximal im unteren Millimeterbereich liegenden horizontalen Verschiebungen wurden in gleicher Größenordnung ebenfalls messtechnisch bestimmt. Da diese deshalb jedoch im Bereich der Messgenauigkeit liegen, wird auf einen Vergleich mit den gemessenen Werten verzichtet. Horizontale Verschiebungen treten nur außerhalb des Fundamentkörpers und im Randbereich auf. Das in x- und y-Richtung entsprechend der Plattengeometrie voneinander abweichende Verhalten zeigt, dass eine Abbildung eines ebenen Schnitts eine Vereinfachung darstellen würde.

6.3.3 Einfluss der Bauwerkssteifigkeit

Zur Abschätzung des Einflusses der Überbausteifigkeit auf die Ergebnisse wurden zunächst Berechnungen nach dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt. Hierfür wurde die Steifigkeit von der alleinigen Abbildung der Bodenplatte schrittweise durch die Hinzunahme der einzelnen Geschosse gesteigert. Es zeigte sich, dass bereits durch die Hinzunahme des Kellergeschosses eine deutliche Veränderung des Setzungsverlaufs eintrat. Durch die Berücksichtigung der weiteren Geschosse änderte sich dieser nur marginal. Die weiteren Berechnungen werden deshalb ausschließlich mit dem Gesamttragwerk durchgeführt und sind somit vergleichbar mit der zuvor angegebenen Messung. In Bild 6.8 ist für das Bettungsmodulverfahren, den elastischen Halbraum sowie das MOHR-COULOMB Modell der Setzungsverlauf für den Längsschnitt 2-2 und für den Querschnitt E-E jeweils ohne und mit Berücksichtigung des Überbaus angegeben.

Es zeigt sich, dass es unabhängig von der Abbildung des Bodenhalbraums zu einer Vergleichmäßigung der Setzungen über die Länge respektive Breite der Platte kommt. Da die beiden Halbraumberechnungen zuvor eine größere Setzungsmulde prognostiziert hatten, stellt sich für diese der Unterschied noch deutlicher dar. Die Differenzen im mittleren Plattenbereich zwischen Nord- und Südteil des Gebäudes reduzieren sich ebenfalls.

Ein erneuter Vergleich der vertikalen Verschiebungen über die Tiefe in Bild 6.9 macht deutlich, dass die Berücksichtigung der Überbausteifigkeit ebenso einen Einfluss ausübt wie die Wahl des Stoffgesetzes bzw. ebenso wie die hier nicht dargestellte Wahl der Parameter.

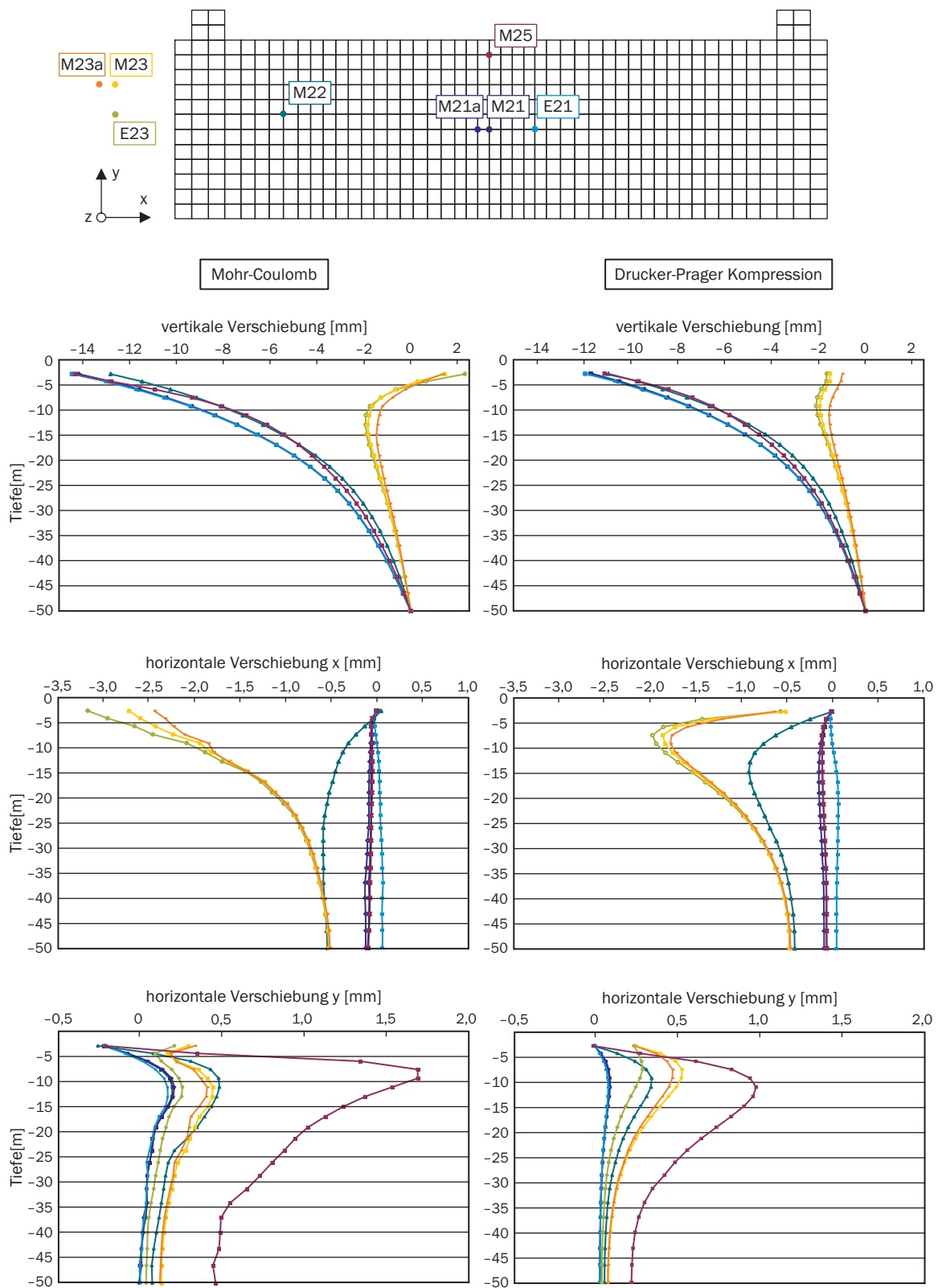


Bild 6.7: Berechnete horizontale und vertikale Bodenverschiebungen über die Tiefe

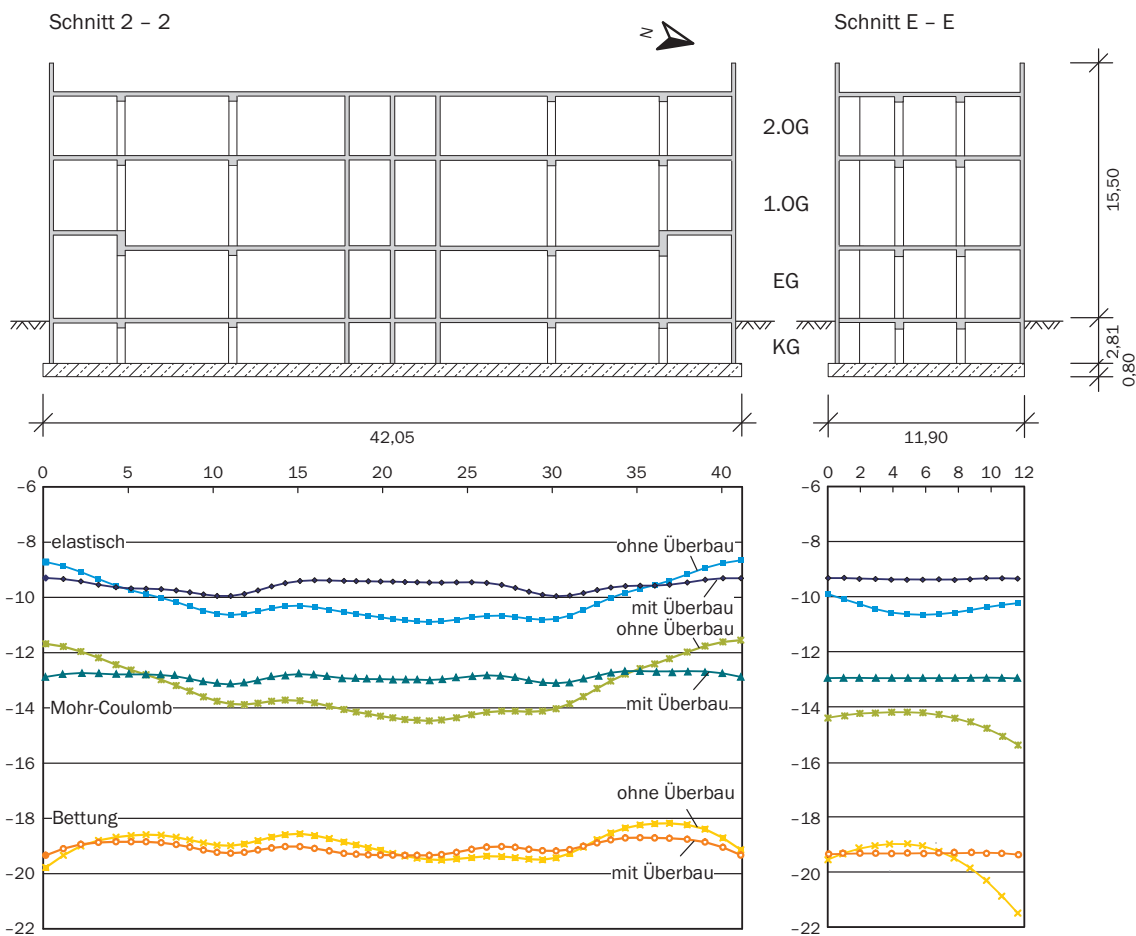


Bild 6.8: Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf den Setzungsverlauf

6.4 Bodenplatte der Hauptkomponenten

Am Beispiel der Bodenplatte der Hauptkomponenten werden Unterschiede aufgezeigt, die sich bei Berechnungen mit weniger komplexen Modellen als einer räumlich nichtlinearen Halbraummodellierung ergeben. Hierbei wird ein Vergleich zum einen mit der elastischen Halbraummodellierung unter Ansatz eines tiefenabhängigen Steifemoduls nach Kapitel 2.1.3 und zum anderen mit einer ebenen Berechnung durchgeführt.

6.4.1 Diskretisierung

Die bereits in Kapitel 5.1 angegebene Abbildung der Bodenplatte der Hauptkomponenten unter Verwendung des Bettungsmodulverfahrens wird nun um den Bodenhalbraum erweitert. Die verwendete Diskretisierung ist Bild 6.10 zu entnehmen. Auf die Netzverfeinerung im Bereich des Kesselstützensockels wird verzichtet. Zur Einsparung von Rechenzeit wird nur das halbe System abgebildet. Ein Vergleich der Ergebnisse von ganzem und halbem System unter Verwendung des Bettungsmodulverfahrens zeigte nur geringfügige Abweichungen.

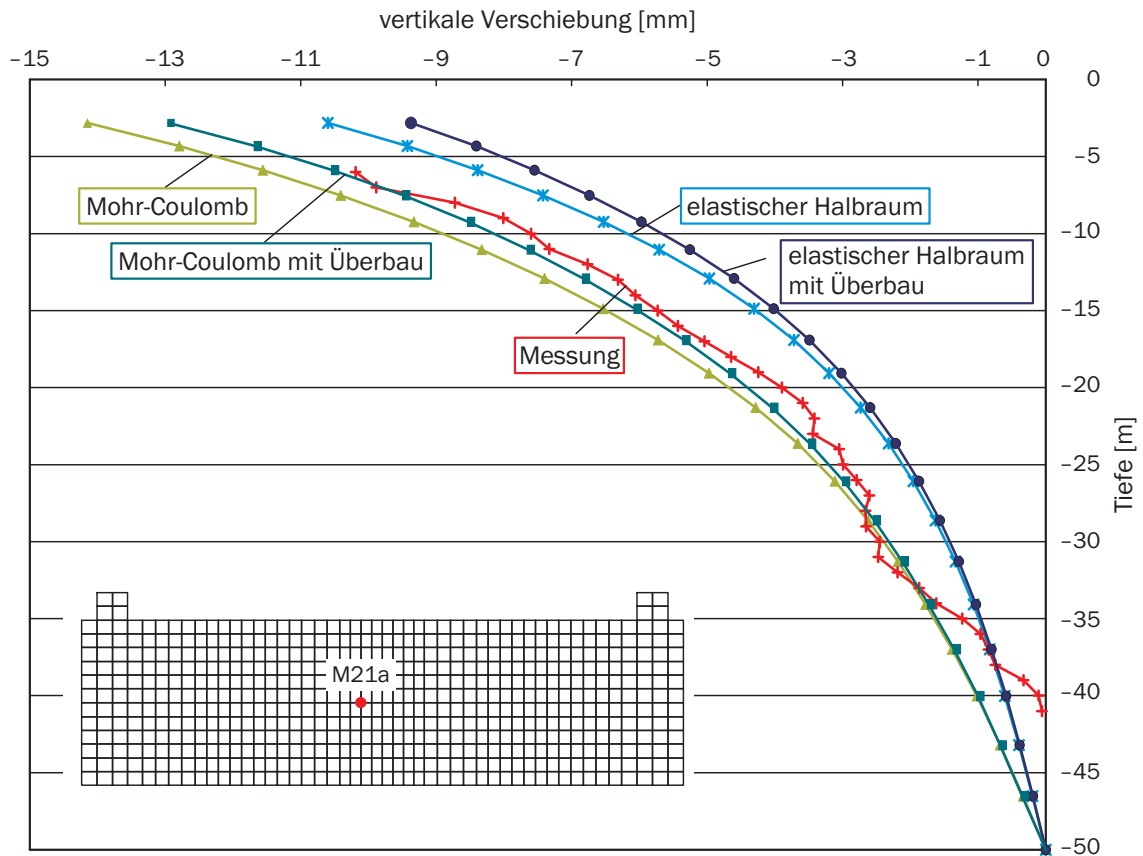


Bild 6.9: Einfluss der Bauwerkssteifigkeit auf die Vertikalverschiebung über die Tiefe

Zur Abbildung des finiten Halbraums in horizontaler Richtung wird die einfache Bauwerksbreite der jeweiligen Richtung angesetzt. Die unterschiedliche Breite der Platte in Querrichtung wird durch eine vereinfachende prozentuale Wichtung berücksichtigt. Die Anzahl der Elementreihen über die Höhe wird so gewählt, dass alle Volumenelemente unter und im direkten Umfeld der Platte eine kubische Form besitzen. Der Ansatz der gewählten Grenztiefe wird in Kapitel 6.4.2 näher erläutert. Da die benötigte horizontale Ausdehnung von mindestens der einfachen Grenztiefe für dieses Beispiel erfüllt wird, kann auf die Abbildung von infiniten Elementen an den Rändern verzichtet werden. Anstelle dieser werden vertikal verschiebliche Auflager angeordnet. Die Bodenplatte wird durch 790 Schalenelemente, der Boden durch bis zu 74.676 Volumenelemente abgebildet. Hierdurch beträgt die Anzahl der zu lösenden Freiheitsgrade bis zu 1.811.184. Die Knoten der Schalen- und der Volumenelemente sind erneut fest miteinander gekoppelt. Das Modell ist an Halbraumunterkante in vertikaler Richtung gehalten.

Im Hinblick auf den Vergleich von ebener und räumlicher Berechnung in Kapitel 6.4.3 wird die Simulation des Bauzustandes nach Errichtung der Treppentürme ausgewählt. Hierfür wird die Lastfallkombination aus dem Eigengewicht der Bodenplatte und den ständigen Lasten der Treppentürme angesetzt, welche ausgeprägte räumliche Spannungsunterschiede hervorruft.

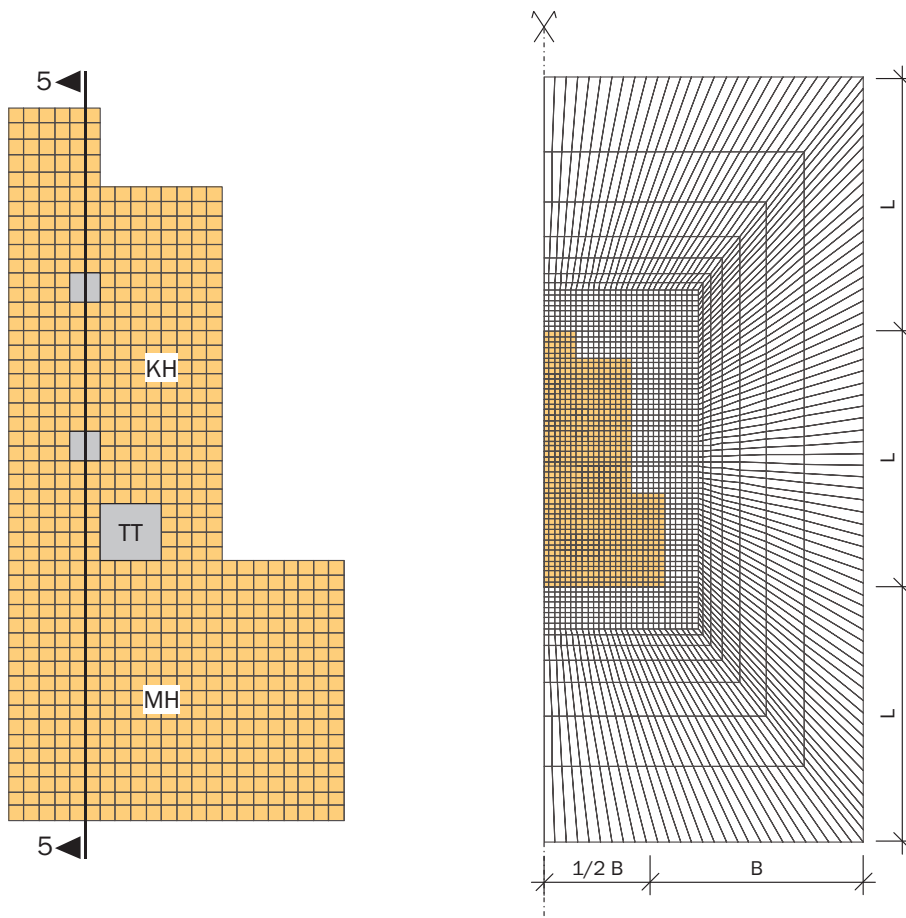


Bild 6.10: Diskretisierung von Bodenplatte und Boden für die Halbraumberechnung

6.4.2 Elastische Halbraummodellierung

Eine elastische Halbraummodellierung mit einem konstanten Steifemodul überschätzt die resultierenden Setzungen bei weitem. Wie in Kapitel 2.1.3 näher beschrieben wurde, kann mittels Abbildung eines tiefenabhängigen Steifemoduls die Setzung begrenzt werden. Im Folgenden soll geklärt werden, inwiefern mit diesem einfachen Baugrundmodell eine Setzungsprognose möglich ist.

Als Grenztiefe wird aus Bild 3.21 für die Formulierung nach Butler (Gleichung 2.11 mit $C_1 = 0,25$) eine Tiefe von 60 m und für die Formulierung nach Holzlöhner (Gleichung 2.9) eine Tiefe von 74 m bestimmt. Letztere wird um die Aushubtiefe von 10 m erhöht. Die Parameter werden mit $E_0 = 50 \text{ MN/m}^2$ und $H = 47,35 \text{ MN/m}^{2,5}$ angesetzt.

Die rechnerisch und messtechnisch ermittelten Setzungen sind in Bild 6.11 einander gegenübergestellt. Zusätzlich zu den Verläufen der elastischen Halbraummodellierung (des Steifemodulverfahrens) wurde ein Berechnungsergebnis nach dem Bettungsmodulverfahren hinzugefügt. Die Auswertung bezieht sich auf den in Bild 6.10 eingezeichneten Schnitt 5-5 in Längsrichtung. Sowohl nach beiden Rechenverfahren als auch für beide Formulierungen des tiefenabhängigen Steifemoduls wurden der Größenordnung nach übereinstimmende Verläufe ermittelt.

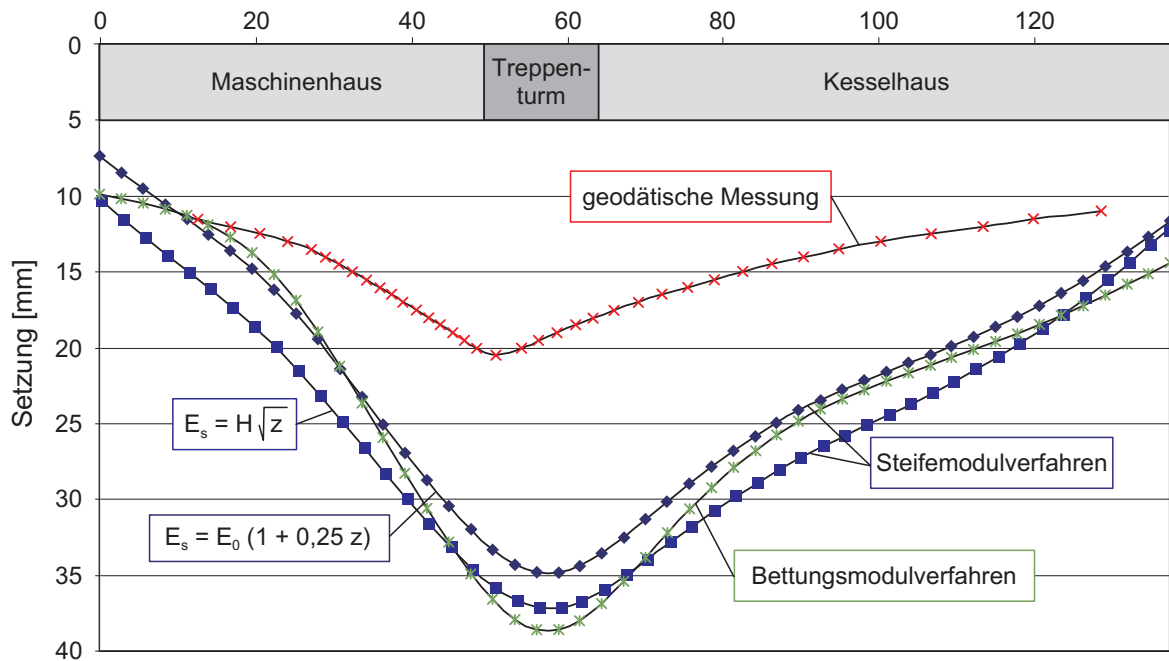


Bild 6.11: Vergleich von Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren

Die Unterschiede im Verlauf zwischen den Setzungslinien nach dem Bettungsmodulverfahren und denjenigen nach dem Halbraumverfahren lassen sich durch einen Unterschied im Lastabtrag der großen Treppenturmast erklären. Die großen lokalen Lasten können sich im Halbraum ausdehnen, so dass es im Bereich des Treppenturms zu geringeren Setzungen kommt. Sind keine großen lokalen Einwirkungen vorhanden, nähert sich die Setzungsverteilung an.

Eine Diskrepanz zu den gemessenen Setzungen ist erwartungsgemäß vorhanden. Es bestätigt sich, dass die bisherigen Rechenannahmen für großflächige Gründungen zu konservativen Lösungen führen. Die Rechenergebnisse der elastischen Halbraummodellierung sind dennoch als positiv zu bewerten, insofern als mit der identifizierten Bodenhalbraummodellierung - sowohl hinsichtlich des tiefenabhängigen Steifemoduls als auch der Netzabmessungen - übereinstimmende Ergebnisse mit den aus den iterativen Rechenprozessen stammenden Setzungsberechnungen erzielt wurden. Es konnte somit ein vergleichbares Ergebnis in einer Ein-Schritt-Berechnung gewonnen werden und dies im Vergleich zu den elasto-plastischen Berechnungen mit einer deutlich geringeren Rechenzeit. Bei Ansatz höherer Baugrundsteifigkeiten, wie sie sich aus den Messdaten andeuten, könnte auch ein quantitativ besseres Ergebnis erreicht werden. Eine elastische Berechnung kann keinen Ersatz für eine elasto-plastische Berechnung liefern, jedoch wären so schnelle Voruntersuchungen ohne iterativen Rechenprozess möglich. Es gilt zu beachten, dass die Formulierung der Konvergenztiefe nach Kapitel 3.4.3 unabhängig von der Zusatzspannung ist und somit bei deutlich abweichendem Spannungsniveau eine quantitative Änderung der Setzungslinie gegenüber dem Bettungsmodulverfahren möglich ist, in Abhängigkeit der zur Ermittlung des Bettungsmoduls getroffenen Annahmen.

6.4.3 Vergleich von räumlicher und ebener Berechnung

Für den Vergleich einer räumlichen mit einer ebenen Berechnung wird aus der räumlichen Modellierung ein Einheitsstreifen im Schnitt 5-5 herausgetrennt und entsprechend gelagert. Für die Abbildung des Steifemoduls mittels Gleichung 2.9 (Wurzelfunktion) über die Tiefe werden 28 Elemente bis in eine Tiefe von 84 Meter verwendet. Die als quadratische Linienlast angreifende Belastung aus dem Treppenturm wird für den ebenen Fall umgerechnet. Hierfür wird vereinfachend von einem identischen Lastabtrag in beide Richtungen für den östlichen Treppenturm ausgegangen.

Für die Abbildung des Bodens wird sowohl die elastische Modellierung als auch die elasto-plastische Modellierung durch das MOHR-COULOMB Modell herangezogen. Die Ergebnisse sind in Bild 6.12 wiedergegeben. Um diese vergleichbar zu machen, wurde für das ebene Modell mit elasto-plastischem Stoffgesetz eine dreifach höhere Kohäsion angesetzt. Andernfalls hätten die auftretenden hohen Zugkräfte in den Randbereichen zu einem lokalen Versagen geführt. Die hierdurch entstehenden Differenzen im Setzungsverlauf haben keinen Einfluss auf die qualitative Aussage.

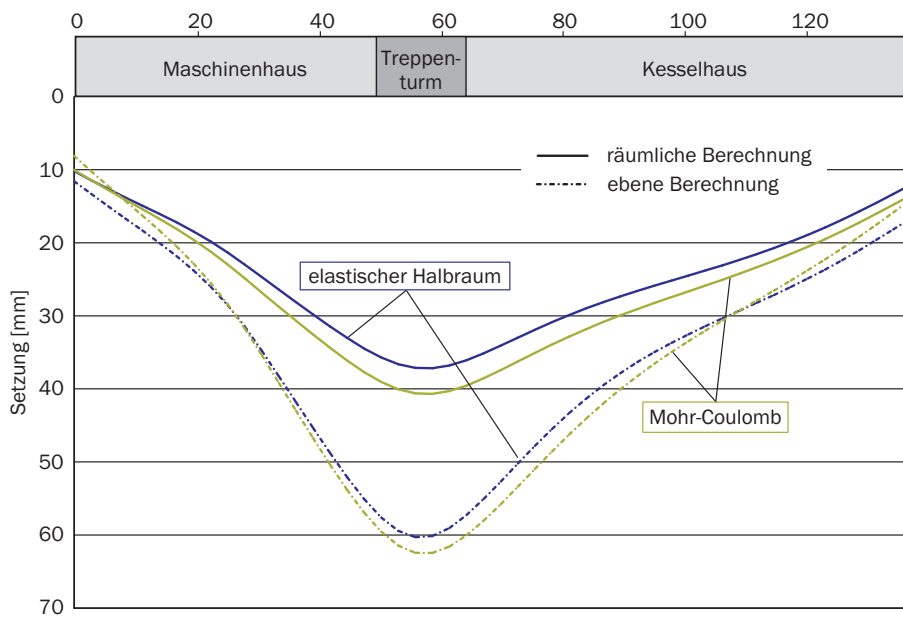


Bild 6.12: Setzungsverlauf im Schnitt 5-5 für BZ1 für eine ebene und räumliche Modellierung

Es ist eine deutliche Abhängigkeit von der Modellierung des Systems erkennbar, die durchaus vergleichbar mit der Abhängigkeit von der Modellierung der Steifigkeit des Bodens ist. Dies bestätigt die Feststellung aus Kapitel 6.3.3, dass die Art der Modellierung neben der Stoffgesetzformulierung einen bedeutenden Einfluss auf das Resultat der Berechnung haben kann.

Dies zeigt, dass zur wirklichkeitsnahen Simulation des Boden-Bauwerk-Interaktionsverhaltens eine ganzheitliche numerische Modellierung unabdingbar ist, die alle Faktoren hinreichend genau berücksichtigt.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Trotz deutlich gesteigener Rechenleistungen ist heutzutage die getrennte Berechnung von Bauwerk und Boden immer noch gängige Berechnungspraxis. Die vielfach bei der Strukturberechnung zur Anwendung kommende numerische Abbildung des Bodens mittels Federn wird den weitentwickelten Analyseverfahren nicht gerecht. Besitzt die Struktur ein Umlagerungspotential, kann dies nur angenähert durch eine Iteration zwischen Struktur- und Halbraumberechnung berücksichtigt werden. In jedem der beiden Berechnungsmodelle sind Annahmen zu treffen, die eine wirklichkeitsnahe Simulation erschweren. Zu diesen Strukturen zählen im Besonderen großflächig gegründete Tragwerke, für die räumliche Berechnungen unter Einbeziehung sowohl der Bauwerks- als auch der Bodensteifigkeit angebracht sind.

In der vorliegenden Arbeit wird zur praxisgerechten Modellierung des Boden-Bauwerk-Interaktionsverhaltens deshalb aufbauend auf der Arbeit von Mahran (2004) ein ganzheitliches räumliches Modell im Rahmen der Finite-Elemente-Methode entwickelt. Die verwendeten Elemente ermöglichen durch eine krummlinige Koordinatenformulierung eine Diskretisierung beliebiger Geometrien.

Der unendliche Bodenhalbraum wird in horizontaler Richtung durch die bisher selten eingesetzte Infinite-Elemente-Methode modelliert. Hierdurch kann unter statischer Einwirkung das Elementnetz klein gehalten werden und es ermöglicht die spätere Erweiterung des Modells auf die Berücksichtigung dynamischer Lasten. Für die Wahl des Berechnungsausschnitts in vertikaler Richtung wird ein vereinfachtes Verfahren vorgestellt, mit dem ein Richtwert für die Grenztiefe gefunden werden kann, solange nicht genauere Angaben durch geotechnische Untersuchungen vorliegen. Dieses beruht auf der Ermittlung einer Konvergenztiefe unter Ansatz eines tiefenabhängigen Steifemoduls. Für die netzunabhängige Definition des Multischichtenhalbraums werden Erweiterungen zur Berücksichtigung der nichtlinearen Bodeneigenschaften vorgenommen.

Für das finite Bodenvolumenelement werden elasto-plastische Stoffgesetze implementiert. Zur Beschreibung des Bodenverhaltens im Rahmen eines ganzheitlichen Modells werden neben der Abbildung eines tiefenabhängigen Steifemoduls das DRUCKER-PRAGER

Modell mit Kompressions- und Extensionskegel, das MOHR-COULOMB Modell und das DRUCKER-PRAGER Kappenmodell gewählt. Letzteres wird zunächst in seiner Grundversion umgesetzt, Erweiterungen sind leicht möglich. Die bei nicht-assoziierter Plastizität auftretenden unsymmetrischen Matrizen können sowohl durch einen unsymmetrischen Gleichungslöser als auch mittels Symmetrisierung gelöst werden. Die Rückprojektion des Spannungszustandes auf die Fließfläche wird durch einen semi-impliziten Euler-Rückwärts Return-Mapping Algorithmus, den Cutting-Plane Algorithmus, realisiert. Die Implementierung aller Stoffgesetze kann an aussagekräftigen Beispielen verifiziert werden.

Zur Validierung des Modells und um weitere Erkenntnisse über das Interaktionsverhalten großflächig gegründeter Tragwerke zu erlangen, wird ein Messprogramm für ein Kraftwerksfundament im Rahmen eines industriellen F+E-Vorhabens konzipiert. Dieses umfasst Verformungs- und Spannungsmessungen sowohl in der Bodenplatte als auch im Baugrund. Die Konzeption und die eingesetzte Messtechnik werden erläutert. Im Rahmen dieser Arbeit steht die Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens der Bodenplatte sowie die Ermittlung einer großen Stützenlast als einwirkende Größe anhand der gewonnenen Messergebnisse im Vordergrund. Hierbei kann ein erheblicher Einfluss der saisonalen Temperaturschwankungen auf den Beanspruchungszustand der in der Bauphase untersuchten massigen Bodenplatte festgestellt werden.

Zur Interpretation der gemessenen Dehnungen wird ein Vorgehen entwickelt, um eine Separation der spannungserzeugenden Dehnungen in einen Lastanteil und einen Zwanganteil aus der Temperatur zu erhalten. Die Ausdehnung der Bodenplatte infolge der konstanten Temperaturänderung stellt sich als nahezu unbehindert und der Eigenspannungsanteil als vernachlässigbar heraus. Aus der behinderten Verkrümmung infolge des linearen Temperaturanteils tritt hingegen ein Biegezwang auf. Der Grad der Verkrümmungsbehinderung ist abhängig vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Boden und Bauwerk. Für die Ermittlung des Biegezwanganteils aus dem Temperaturprofil können bei massigen Bauteilen ab einer Bauteildicke von 3-4 m die nichtlinearen Ausprägungen der oberen 20-30 cm vernachlässigt werden. Etwa 50 % der ermittelten Zwangspannungen relaxieren, wobei für einen positiven Temperaturgradienten eine größere Relaxation beobachtet wird als für einen negativen Gradienten. Im Vergleich zu den Lastbeanspruchungen stellen sich die reduzierten Zwangbeanspruchungen jedoch immer noch als deutlich größer heraus. Durch den Hydratationsprozess wird an der Plattenober- und -unterkante eine Druckspannung im Querschnitt eingepreßt. Diese wird im Biegezugbereich an der Plattenunterkante erst allmählich durch die Lastbeanspruchung reduziert. Die Platte befindet sich somit im beobachteten Bereich auch zum Ende der Bauphase im ungerissenen Zustand. Aus dem Vergleich der Mess- und Rechenergebnisse lässt sich die Annahme eines plattenartigen Tragverhaltens auch für massige Querschnitte mit entsprechend großen Längenabmessungen bestätigen. Die lokale Lasteinleitung ist mit einem Volumenmodell bestimmbar.

Bei der Ermittlung der Stützenlast ist eine Separation der temperaturinduzierten Anteile aus den gemessenen Spannungen nicht ohne Weiteres möglich, da eine Überlagerung mehrerer nichtlinearer Einflüsse vorliegt. Durch einen pragmatischen Ansatz können jedoch die Zwangspannungen eliminiert und die Last bestimmt werden. Die Einleitung der Last erfolgt in der Hauptsache über die Rand- und Eckbereiche der Stütze. Über die Genauigkeit der numerischen Abbildung der Lasteinleitung können deutliche Reduktionen des

berechneten Stützmomentes in einer Größenordnung von etwa 40 % erzielt werden.

Abschließend wird das ganzheitliche Modell an zwei Tragstrukturen des Messprogramms validiert, einer großen Bodenplatte ohne Überbausteifigkeit und einer mittelgroßen Bodenplatte und aufgehendem viergeschossigen Tragwerk. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass das Setzungsverhalten dieser großen Systeme mit dem entwickelten Modell gut wiedergegeben werden kann. Für das Kappenmodell sind weitere Parameterstudien notwendig. Es wird jedoch auch deutlich, dass für die Abbildung des komplexen Tragverhaltens großflächig gegründeter Strukturen viele Komponenten wichtig sind, die es gilt, genügend genau wiederzugeben. Vor diesem Hintergrund kann die vorliegende Arbeit nur einen ersten Ansatz darstellen. Es konnte jedoch ein Modell entwickelt werden, mit welchem die Wechselwirkung von Bauwerk und Boden abgebildet werden kann und mit dem in Zukunft detailliertere numerische Untersuchungen möglich sind.

7.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit konnten zunächst nur erste Berechnungen an großen Modellen durchgeführt werden. Diese gilt es weiterzuführen und mit Parameteranalysen die Sensibilität sehr großer Systeme auf einzelne Faktoren zu untersuchen. Wenn in Zukunft weitere Messwerte aus dem Messprogramm vorliegen, können diese zur Kalibrierung des Modells dienen. Dies gilt besonders im Hinblick auf einen möglichen Maßstabeffekt durch Analyse der Messergebnisse zu den drei unterschiedlich großen Fundamenten. Die Entscheidung hinsichtlich eines semi-impliziten Algorithmus muss aufgrund der Rechenzeiten der Systeme noch einmal überdacht werden. Erst dann ist es sinnvoll über die Erweiterung des Kappenmodells und die Implementierung weiterer Gesetze - elasto-plastischer und hypoplastischer - nachzudenken.

Hierbei sollte eine über die Tiefenabhängigkeit hinausgehende Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls berücksichtigt werden. Zur Bestimmung von Verformungen und zur Unabhängigkeit der Ergebnisse vom Berechnungsausschnitt ist vor allem die Abbildung des Bereichs kleiner Dehnungen von großer Wichtigkeit. Hierfür ist jedoch ein sehr komplexes Stoffgesetz wie etwa das „Hardening soil model with small strains“ notwendig. Als weitere Aspekte wären die Abbildung eines Primärspannungszustandes sowie von Bauphasen, die Berücksichtigung von Grundwasser und die Einbindung dynamischer Analysen zu nennen.

Für eine gesicherte Bemessung wäre zur Berücksichtigung der Inhomogenitäten des Bodens vor allem auch eine stochastische Umsetzung der Steifigkeitsdaten von Bedeutung. Da für die Abbildung des Bodenverhaltens der Ansatz der real vorhandenen Steifigkeiten unerlässlich ist, muss für die Bemessung auch über eine Anpassung des Sicherheitskonzeptes nachgedacht werden. Durch die Anwendung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes käme es infolge der Abminderung der Materialsteifigkeiten zu einer unrealistischen Steifigkeitsverteilung im Baugrund und somit zu falschen Schnittgrößen im Tragwerk.

Letztlich sollte das ganzheitliche Modell für genauere Untersuchungen zur Auswirkung der Boden-Bauwerk-Interaktion auf das aufgehende Tragwerk dienen. Besonderes Augenmerk sei hierbei auf den bisher noch nicht näher untersuchten Einfluss der Halbraummodellierung auf Traglast- und Eigenfrequenzanalysen gerichtet. Bisher wurden diese mit

Federsteifigkeiten aus dem Gebrauchslastbereich durchgeführt. Besonders für einen geschichteten Baugrund können sich hierfür Abweichungen ergeben. Durch die Integration der vorhandenen nichtlinearen Werkstoffroutinen für die Stahlbetonstruktur in das Modell würden solche Analysen möglich.

Aufgrund der bedeutenden Einflüsse der saisonalen Temperaturschwankungen auf den Beanspruchungszustand massiger Bauteile ist es notwendig, diese in Zukunft in die Berechnung mit einzubeziehen. Dies gilt besonders dann, wenn nur geringe Betriebslasten zu berücksichtigen sind. Für diesen Zweck sollte eine allgemein gültige Ausarbeitung des Einwirkungsprofils aus saisonalen Temperaturschwankungen in Abhängigkeit der Bauteildicke für massige Bauteile aus Beton durchgeführt werden. Hierfür sollte eine numerische Analyse unter Zugrundelegung realer Temperaturganglinien ausreichend sein.

Ebenso wichtig ist es, die Größe der sich einstellenden Zwangspannungen zu bestimmen. Hierzu sind weitere messtechnische Untersuchungen sowie begleitende numerische Analysen zu Kriech- und Relaxationseffekten ratsam. Schwindeinflüsse sind dem Anschein nach vernachlässigbar.

Die Messergebnisse lassen darauf schließen, dass eine Relaxation der Zwangbeanspruchungen aus Hydratation nur bedingt auftritt. Die Überlagerung mit den Zwangbeanspruchungen aus saisonaler Temperatur führt dazu, dass die durch die Hydratation eingeprägte Druckspannung den massigen Querschnitt viel länger als vermutet im ungerissenen Zustand belässt. Zur Untersuchung dieses Sachverhalts sollten gekoppelte Kurzzeit- und Langzeitbetrachtungen durchgeführt werden. Hierfür wäre die Anordnung von Spannungsaufnehmern auch an der Plattenunterkante notwendig.

Auf der Grundlage der gewonnenen Resultate zum Lasteinleitungsverhalten sollte ein allgemein gültiges mechanisches Modell erarbeitet werden. Hierdurch sind deutliche Reduktionen von numerisch bestimmten Bemessungsschnittgrößen möglich. Das Modell könnte dann die Grundlage zur Untersuchung des Durchstanzverhaltens massiger Bodenplatten bilden. Allerdings kann allein aufgrund der Messergebnisse hierzu keine Aussage gemacht werden, da sich die Bodenplatte im Gebrauchslastbereich befindet. Dennoch scheint es aufgrund der Erkenntnisse zur Spannungskonzentration im äußeren Stützenbereich empfehlenswert, die mechanischen Modelle bezüglich des Abzugwertes des Sohldrucks zu hinterfragen. Auch sei hierbei auf die Auswirkungen der saisonalen Temperaturschwankungen hingewiesen, die bei Bodenplatten zu Entlastungen und somit zu reduzierten Sohlspannungen im Stützenbereich führen können, was eine unsichere Bemessung zur Folge hätte. Da der Durchstanznachweis maßgeblich die Dicke und die Bewehrung der Platte bestimmt, besteht bezüglich der Anwendbarkeit auf massige Bodenplatten weiterhin Forschungsbedarf.

Durch die festgestellte größere Steifigkeit des Baugrunds und eine realitätsnahe Modellierung der Lasteinleitung kann bei großflächigen Gründungen eine Reduktion der Biegemomente erzielt werden, was zu einer günstigeren Biegebemessung und somit zu einem wirtschaftlichen Vorteil führt. Gleichzeitig kann durch Sensitivitätsanalysen mit dem ganzheitlichen Modell das Baugrundrisiko vor allem bei inhomogenem Bodenaufbau gemindert werden und insofern ein wesentlicher Beitrag zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit großflächiger Plattengründungen geleistet werden.

Literaturverzeichnis

- ABBO, A.J. & S.W. SLOAN (1995). A smooth hyperbolic approximation to the Mohr-Coulomb yield criterion. *Computers & Structures* 54 (3), 427–441.
- AGATZ, S. (2006). *Herstellungszustand verformungsbehinderter Bodenplatten aus Beton*. Heft 559, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- AKERS, S.A. (2001). *Two-Dimensional Finite Element Analysis of Porous Geomaterials at Multikilobar Stress Levels*. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- ALTENBACH, H., J. ALTENBACH & K. NAUMENKO (1998). *Ebene Flächentragwerke - Grundlagen der Modellierung und Berechnung von Scheiben und Platten*. Berlin: Springer-Verlag.
- ANDERSON, D.L. & R.L. UNGLESS (1977). Infinite finite elements. In *International Symposium on Innovative Numerical Analysis in Applied Engineering Science, France*.
- ANDRES, M. (2004). *Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragerwerken aus Hochleistungsbeton*. Heft 1, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal.
- ARCUS (2006). *Statische Berechnungen Kraftwerk Boxberg Neubau Block R - Bodenplatte Hauptkomponenten*. Technischer Bericht.
- ARSLAN, M.U. (1980). *Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden - Zur Frage des elasto-plastischen Verformungsverhaltens von Sand*. Technischer Bericht, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23.
- AUFLEGER, M. (1996). *Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen*. Dissertation, Technische Universität München.
- AVAK, R. (2002). *Stahlbetonbau in Beispielen - Teil 2: Bemessung von Flächentragwerken, Konstruktionspläne für Stahlbetonbauteile*. 2. Aufl. Düsseldorf: Werner Verlag.
- BATHE, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*, Volume 2. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall.
- BATHE, K.-J. & E.L. WILSON (1976). *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall.
- BAUER, E. (1996). Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and Foundations* 36(1), 13–26.

- BAW (2004). Merkblatt Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
- BECKER, A. (2002). *Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande*. Technischer Bericht, Veröffentlichungen des Fachgebiets Bodenmechanik und Grundbau der Universität Kaiserslautern, Heft 5.
- BEEB, H., C. KÖNKE, U. MONTAG & W. ZAHLTEN (1996). *FEMAS 2000 - Finite Element Moduls of Arbitrary Structures - User's Manual, Release 3.0*. Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum.
- BEER, G. & J.L. MEEK (1981). Infinite domain' elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 17, 43–52.
- BENZ, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- BETTES, P. (1977). Infinite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 11, 53–64.
- BETTES, P. (1980). More on infinite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 15, 1613–1626.
- BETTES, P. (1992). *Infinite Elements*. Sunderland: Penshaw Press.
- BETTES, P. (2005). List of infinite element papers published since 1992. online ressource.
- BETTES, P. & O.C. ZIENKIEWICZ (1977). Diffraction and refraction of surface waves using finite and infinite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 11, 1271–1290.
- BINDSEIL, P. (2008). *Massivbau - Bemessung und Konstruktion im Stahlbetonbau mit Beispielen*. 4. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- BLOME, K.-P. (2003). *Ein Mehrphasen-Stoffmodell für Böden mit Übergang auf Interface-Gesetze*. Dissertation, Institut für Mechanik (Bauwesen) der Universität Stuttgart.
- BOLEY, C., F. UNOLD, K. MORGEN & O. WURZER (2005). Modellierung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion: Ein Fundament der geotechnischen Entwurfpraxis. *Beton- und Stahlbetonbau* 100(4), 268–276.
- BOWEN, R.M. (1976). Theory of Mixtures. In A.C. Eringen (Hrsg.), *Continuum Physics*, Volume 3, 1–127. Academic Press, New York.
- BOWEN, R.M. (1980). Incompressible porous media models by use of the theory of mixtures. *International Journal of Engineering Science* 18(9), 1129–1148.
- BUTLER, F.G. (1975). Heavily over-consolidated clays. In *Settlement of Structures*, 355–358. London: British Geotechnical Society Symposium.
- CHEN, W.F. & G.Y. BALADI (1985). *Soil plasticity - theory and implementation*. Amsterdam: Elsevier.
- CHEN, W.F. & A.F. SALEEB (1994). *Constitutive equations for engineering materials*. Amsterdam: Elsevier.

- CLAYTON, C.R.I., J.P. VAN DER BERG, G. HEYMAN, A.V.D. BICA & V.S. HOPE (2002). The performance of pressure cells for sprayed concrete tunnel linings. *Géotechnique* 52(2), 107–115.
- DAFSTB (2003). *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Heft 525, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- DAIGLE, L. & J.Q. ZHAO (2004). The influence of temperature on earth pressure cell readings. *Canadian Geotechnical Journal* 41(3), 551–559.
- DARWIN, D. & D.A. PECKNOLD (1977). Nonlinear biaxial stress-strain law for concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)* 103(EM2), 229–241.
- DAVIS, P.J. & P. RABINOWITZ (1975). *Methods of Numerical Integration*. New York: Academic Press.
- DAVIS, T.A. & I.S. DUFF (1995). *A combined unifrontal/multifrontal method for unsymmetric sparse matrices*. Tr-95-020, Computer and Information Science and Engineering Department, University of Florida.
- DE BOER, R. (2000). *Theory of Porous Media - Highlights in the Historical Development and Current State*. Springer-Verlag.
- DE BORST, R. & P.H. FEENSTRA (1990). Studies in anisotropic plasticity with reference to the hill criterion. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 29(2), 315–336.
- DEHNE, E. & W. DÖRKEN (2004). *Grundbau in Beispielen, Teil 2*. 3. Aufl. München: Werner Verlag.
- DETTLING, H. (1964). *Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen - Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone*. Heft 164, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn, Berlin.
- DIERKE, J. (2010). *Numerische Analyse zur Temperaturbeanspruchung massiver Bodenplatten*. Diplomarbeit, Statik und Dynamik der Tragwerke, Bergische Universität Wuppertal.
- DIMAGGIO, F.L. & I.S. SANDLER (1971). Material model for granular soils. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)* 97(EM3), 935–950.
- DIN-FACHBERICHT 130 (2003). *Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, Berlin.
- DOLAREVIC, S. & A. IBRAHIMBEGOVIC (2007). A modified three-surface elasto-plastic cap model and its numerical implementation. *Computers and Structures* 85, 419–430.
- DRESSEL, T. (2006). Technische Entwicklung und Anwendungen im Kraftwerksbau. *Stahlbau* 10(75), 807–813.
- DRUCKER, D.C. & W. PRAGER (1952). Soil mechanics and plastic analysis of limit design. *Quarterly of Applied Mathematics* 10(2), 157–165.
- DUFF, I. S. & J. K. REID (1983). The multifrontal solution of indefinite sparse symmetric linear equations. *Transactions on Mathematical Software ACM* 9(3), 302–325.

- DVORKIN, E.N. & K.-J. BATHE (1984). A continuum mechanics based four-node shell element for general nonlinear analysis. *Engineering Computations* 1, 77–88.
- EHLERS, W. (1989). *Poröse Medien - Ein kontinuumsmechanisches Modell auf der Basis der Mischungstheorie*. Technischer Bericht, Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität-Gesamthochschule Essen, Heft 47.
- EHLERS, W. (1995). A single-surface yield function for geomaterials. *Archive of Applied Mechanics* 65(4), 246–259.
- EHLERS, W., P. BLOME & H. MUELLERSCHOEN (1997). Baugrund-Modellierung auf der Basis der Theorie Poröser Medien. In R. Katzenbach & U. Arslan (Hrsg.), *Vorträge zum Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 21. November 1997*, 65–90. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 38.
- EIERLE, B. & K. SCHIKORA (2000). *Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten*. Heft 512, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- EISENMANN, J. (1979). *Betonfahrbahnen*. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn.
- EL-ESNAWY, N.A., A.Y. AKL & A.S. BAZARAA (1995). A new parametric infinite domain element. *Finite Element in Analysis and Design* 19, 103–114.
- ELE (2006). *Kraftwerk Boxberg - Werk IV - Neubau Block R*. Gutachten über Baugrund und Gründung, Erdbaulaboratorium Essen.
- ELIGEHAUSEN, R., E.P. POPOV & V.V. BERTERO (1983). *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*. Report No. UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- ENGELN-MÜLLGES, G. & F. REUTTER (1987). *Numerische Mathematik für Ingenieure*. 5. Aufl. Zürich: B.I.-Wissenschaftsverlag.
- ERHART, T. (2004). *Strategien zur numerischen Modellierung transienter Impaktvorgänge bei nichtlinearem Materialverhalten*. Bericht Nr. 44, Institut für Baustatik, Universität Stuttgart.
- FIEDLER, M. (2002). *Nichtlineare Berechnungen von Plattenfundamenten*. Berlin: Logos Verlag.
- FINDEISS, R. (2001). *Ein orts- und zeitadaptives Finite-Element-Verfahren zur Traglastanalyse wassergesättigter Böden*. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 4/2001, Technische Universität München.
- FRANZ, G. (1958). Unmittelbare Spannungsmessung im Beton und Baugrund. *Der Bauingenieur* 33(5), 190–195.
- GAUL, L. & C. FIEDLER (1997). *Methode der Randelemente in Statik und Dynamik*. Braunschweig: Vieweg.
- GEOKON (2008). *Concrete embedment strain gages - 4200 series*. Firmenprospekt, Geokon Incorporated.

- GLÖTZL (2006). *Ventilgeber für Erddruck*. Firmenprospekt, Glötzl Baumeßtechnik.
- GLÖTZL (2008). *Spannungsaufnehmer, elektrische Ausführung mit hydraulischem Druckkissen und Drucksensor*. Firmenprospekt, Glötzl Baumeßtechnik.
- GLÖTZL (2009). *Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmer*. Firmenprospekt, Glötzl Baumeßtechnik.
- GLÖTZL, F. (1994). Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung. In *Fachseminar Messen in der Geotechnik 1994*, 47–64. Mitteilungsreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44.
- GRÜBL, P., H. WEIGLER & S. KARL (2001). *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- GRUNWALD, J.R. (2008). *Untersuchungen zur elastischen Modellierung des Bodenhalbraums im Rahmen eines ganzheitlichen Boden-Bauwerk-Modells*. Diplomarbeit, Statik und Dynamik der Tragwerke, Bergische Universität Wuppertal.
- GUDEHUS, G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations* 36(1), 1–12.
- GUDEHUS, G. (2004). A visco-hypoplastic constitutive relation for soft soils. *Soils and Foundations* 44(4), 11–25.
- HABERLAND, J. & F. GLÖTZL (2006). Neu entwickelte Bohrloch-Streckenmesssonde. In *Fachseminar Messen in der Geotechnik 2006*, 379–394. Mitteilungsreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 82.
- HARALDSSON, A. (2004). *Formulierung und Simulation der Kontaktvorgänge in der Baugrund-Tragwerk-Interaktion*. F03/2, Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik, Universität Hannover.
- HARTE, R., J.R. GRUNWALD & K. STOPP (2009). Simulation of the Soil Half-Space within the Scope of a Holistic Soil-Structure-Model. In I. Smojver & J. Soric (Hrsg.), *6th International Congress of Croatian Society of Mechanics*. Dubrovnik, Croatia, September 30 - October 2 2009.
- HARTE, R., D. PLACZEK, K. STOPP & T. VITTINGHOFF (2010). Unveröffentlichter Forschungsbericht zum F+E-Vorhaben „Messtechnische Erfassung und Bewertung des Lastabtrags großflächig gegründeter Kraftwerkskomponenten in den Baugrund“.
- HEBBINGHAUS, D. (2009). *Identifikation eines geeigneten Integrationsverfahrens zur Stützenlastermittlung aus Spannungsmessungen*. Studienarbeit, Statik und Dynamik der Tragwerke, Bergische Universität Wuppertal.
- HERLE, I. (1997). *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. Technischer Bericht, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 142.
- HILMER, K., F. NOWACK, F. GLÖTZL & R. GLÖTZL (1983). Einbauempfehlungen für Erd- und Sohldruckgeber. In R. Floss (Hrsg.), *Vortragsband zum Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau, München 23./24. November 1983*, 163–168. Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

- HINTERMAIER-ERHARD, G. & W. ZECH (1997). *Wörterbuch der Bodenkunde - Systematik, Genese, Eigenschaften, Ökologie und Verbreitung von Böden*. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag.
- HOFFMANN, J. (2007). *Taschenbuch der Messtechnik*. 5. Aufl. Leipzig: Carl-Hanser-Verlag.
- HOFSTETTER, G., J.S. SIMO & R.L. TAYLOR (1993). A modified cap model: closest point solution algorithms. *Computers & Structures* 46(2), 203–214.
- HOLZLÖHNER, U. (1985). Sand properties governing foundation settlement. In *Proceedings of the XIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 507–510. Rotterdam: Balkema.
- HOLZLÖHNER, U. (2006). Fundamentsetzungen unter Gebrauchslast. In F. Rackwitz (Hrsg.), *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik - Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Stavros A. Savidis*, 17–32. Berlin: Springer.
- JÁKY (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers* 78(22), 355–358.
- KANY, M. (1974). *Berechnung von Flächengründungen*. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- KÖNIG, G. & G. SHERIF (1975). Erfassung der wirklichen Verhältnisse bei der Berechnung von Gründungsplatten. *Der Bauingenieur* 50(3), 93–100.
- KOITER, W.T. (1953). Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic-plastic materials with singular yield surface. *Quarterly of Applied Mathematics* 11, 350–354.
- KOLYMBAS, D. (1977). A rate-dependent constitutive equation for soils. *Mechanics Research Communications* 4(6), 367–372.
- KOLYMBAS, D. (1988). *Eine konstitutive Theorie für Böden und andere körnige Stoffe*. Technischer Bericht, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 109.
- KOLYMBAS, D. (2000). *Introduction to Hypoplasticity - Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling* (1. Aufl.). Rotterdam: A.A. Balkema.
- KOLYMBAS, D. & I. HERLE (2008). Stoffgesetze für Böden. In *Grundbautaschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen*, 7. Aufl., 243–287. Berlin: Ernst & Sohn.
- KRELLER, H. (1990). *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung*. Heft 409, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- KRÄTZIG, W.B. (1997). Multi-level modeling techniques for elasto-plastic structural responses. In D.R.J. Owen, E. Oñate, & E. Hinton (Hrsg.), *Computational Plasticity - Fundamentals and Applications*, 457–468. Barcelona: CIMNE.
- KRÄTZIG, W.B., R. HARTE, L. LOHAUS & U. WITTEK (2007). Naturzugkühltürme. In K. Bergmeister & J.-D. Wörner (Hrsg.), *Betonkalender 2007*, Volume II, 229–322. Berlin: Ernst & Sohn.

- KUPFER, H.B. & K.H. GERSTLE (1973). Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)* 99(EM4), 853–866.
- LADE, P.V. & J.M. DUNCAN (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)* 99(SM10), 793–812.
- LADE, P.V. & J.M. DUNCAN (1975). Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 101(GT10), 1037–1053.
- LI, T. (2002). *Zweiflächen-Stoffmodell für wassergesättigte bindige Böden unter zyklischer Beanspruchung*. Technischer Bericht, Veröffentlichungen des Fachgebiets Bodenmechanik und Grundbau der Universität Kaiserslautern, Heft 7.
- LI, T. & H. MEISSNER (2002). Two-surface plasticity model for cyclic undrained behavior of clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128(7), 613–626.
- LOHMEYER, G. & K. EBELING (2008). *Betonböden für Produktions- und Lagerhallen. Planung, Bemessung, Ausführung*. 2. Aufl. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik.
- MAGIERA, G. (1984). *Weiterentwicklung des hydraulischen Kompensationsverfahrens zur Druckspannungsmessung in Beton*. Forschungsbericht 102, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, BAM.
- MAHRAN, E. (2004). *Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung*. Heft 4, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal.
- MARQUES, J.M.M.C. & D.R.J. OWEN (1984). Implicit-explicit time integration in quasi-static elastoviscoplasticity using finite and infinite elements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 42(2), 167–182.
- MATZENMILLER, A. (1988). *Ein rationales Lösungskonzept für geometrisch und physikalisch nichtlineare Strukturberechnungen*. Dissertation, Bericht Nr. 8, Institut für Baustatik, Universität Stuttgart.
- MEISSNER, H. (1991). Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. *Geotechnik* 14, 1–10.
- MEISSNER, H. (1996). Tunnelbau unter Tage - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2. *Geotechnik* 19(2), 99–108.
- MEISSNER, H. (2002). Baugruben - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3. *Geotechnik* 25(1), 44–56.
- MENZEL, W. (1996). *Gemischt-hybride Elementformulierungen für komplexe Schalenstrukturen unter endlichen Rotationen*. Technisch Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 96-4, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- MÜLLERSCHÖN, H. (2000). *Spannungs-Verformungsverhalten granularer Materialien am Beispiel von Berliner Sand*. Dissertation, Institut für Mechanik, Universität Stuttgart.
- MONTAG, U. (1997). *Konzepte zur Effizienzsteigerung numerischer Simulationsalgorithmen für elastoplastische Deformationsprozesse*. Technisch Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 97-6, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.

- MOORMANN, C. (2002). *Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion*. Technischer Bericht, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59.
- MOORMANN, C. (2006). Messtechnische Überwachung und Back-analysis des Tragverhaltens einer komplexen räumlichen Baugrubenaussteifung unter besonderer Berücksichtigung von Temperatureinflüssen. In *Fachseminar Messen in der Geotechnik 2004*, 19–52. Mitteilungsreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 82.
- MUHS, H. (1952). Setzungsmessungen an Flaktürmen in Berlin. *Der Bauingenieur* 27(4), 118–123.
- NIEMANN, P. (2004). *Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang*. Heft 545, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- NIEMUNIS, A. (1997). *Extended Hypoplastic Models for Soils*. Technischer Bericht, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34.
- NIEMUNIS, A. & I. HERLE (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 2(4), 279–299.
- NOH, S.-Y. (2002). *Beitrag zur Erklärung der Schädigungsmechanismen von Naturzugkühltürmen*. Dissertation, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- ORTIZ, M. & E.P. POPOV (1985). Accuracy and stability of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 21, 1561–1576.
- PANDE, G.N. & S. PIETRUSZCZAK (1986). Symmetric tangential stiffness formulation for non-associated plasticity. *Computers and Geotechnics* 2(2), 89–99.
- PAUL, A. & F. WALTER (2004). Empfehlung Nr.19 des Arbeitskreises 3.3 - Versuchstechnik Fels - der Gesellschaft für Geotechnik e.V.: Messung der Spannungsänderung im Fels und an Felsbauwerken mit Druckkissen. *Bautechnik* 81(8), 639–647.
- PLASSMANN, B., F. KIRSCH, M. LÖHR & T. VITTINGHOFF (1999). Implementierung infinitesimaler Elemente im ANSYS Open System und deren Anwendungen bei Halbraumberechnungen in der Geotechnik. In *Tagungsband des 17. CAD-FEM User's Meeting vom 6.-8. Oktober 1999 in Sonthofen*, 1–12. CAD-FEM.
- PLANNERER, M. (1998). *Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung*. Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 2, Technische Universität München.
- PRAGER, R. (1974). *La mesure des contraintes dans les sols et la cellule Glötzl de pression totale (Die Messung von Spannungen in Böden und der Glötzlsche Geber zur Erfassung des Gesamtdruckes)*. Dissertation, Université scientifique et médicale de Grenoble.
- PRANGE, B. (1965). *Ein Beitrag zum Problem der Spannungsmessung im Halbraum*. Dissertation, Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe.

- PREGL, O. (2004). *Handbuch der Geotechnik Band 4: Kontinuumsmechanik, Stoffgesetze*. Universität für Bodenkultur: Eigenverlag des Instituts für Geotechnik.
- PUNLOR, A. (2004). *Numerical modelling of the visco-plastic behaviour of soft soils.*, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 163.
- REED, M.B. (1986). Stresses and displacements around a cylindrical cavity in soft rock. *IMA Journal of Applied Mathematics* 36, 223–245.
- REUL, O. (1997). Vorträge zum Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion. In R. Katzenbach & U. Arslan (Hrsg.), *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 38*.
- RICHTER, T. (1994). Zur rechnerischen Abschätzung des Lastsetzungsverhaltens von Bauwerken. In *Festschrift aus Anlaß des 60. Geburtstags von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hanno Müller-Kirchenbauer*, 204–216. Hannover.
- RICKER, M. (2009). *Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten*. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- ROSCOE, K.H., A.N. SCHOFIELD & C.P. WROTH (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique* 8(1), 22–53.
- ROSTÁSY, F.S. & W. HENNING (1990). *Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten*. Heft 407, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- ROSTÁSY, F.S. & M. KRAUSS (2001). *Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen*. Heft 520, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- ROSTÁSY, F.S., M. KRAUSS, M. LAUBE, T. RUSACK & H. BUDELMANN (2007). Online-Monitoring und Berechnung der Betonspannungen infolge thermischen Zwangs für ein Trogbauwerk am Hauptbahnhof Berlin. *Bautechnik* 84(4), 235–242.
- ROWE, P.W. (1971). Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil. In K.H.G. Parry (Hrsg.), *Stress-strain behaviour of soils. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University*, 143–194.
- RUSACK, T. & M. LAUBE (2003). Spannungsmessung in massigen Betonbauteilen. In *GESA-Symposium 2003: Sicherheit und Wirtschaftlichkeit durch Messtechnik, Monitoring und Beanspruchungsanalyse, Braunschweig, 12. und 13. Juni 2003*, 253–263. Düsseldorf: VDI/VDE-Gesellschaft Mess- und Automatisierungstechnik, VDI Berichte 1757.
- SANDLER, I.S. (2005). Review of the development of Cap Models for geomaterials. *Shock and Vibration* 12(1), 67–71.
- SCHANZ, T. (1998). *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien.*, Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 45.
- SCHANZ, T. (2006). Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsrechnungen in der Geotechnik - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4. *Geotechnik* 29(1), 13–27.

- SCHOFIELD, A.N. & C.P. WROTH (1968). *Critical State Soil Mechanics*. New York: McGraw-Hill.
- SCHÜTTE, J. (1997). *Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten*. Heft 132, Schriftenreihe des iBMB, Technische Universität Braunschweig.
- SCHULTZE, E. & A. HORN (1990). Setzungsberechnung. In *Grundbautaschenbuch - Teil 1: Geotechnische Grundlagen*, 4. Aufl., 241–270. Berlin: Ernst & Sohn.
- SCHULTZE, E. & A. MOUSSA (1961). Factors affecting the compressibility of sand. In *Proceeding of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Volume I, 335–340.
- SIMO, J.C. & T.J.R. HUGHES (1998). *Computational Inelasticity*. New York: Springer-Verlag.
- SIMO, J.C. & M. ORTIZ (1985). A unified approach to finite deformation elastoplastic analysis based on the use of hyperelastic constitutive equations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 49, 221–245.
- SIMO, J.C. & R.L. TAYLOR (1985). Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 48, 101–118.
- SOFISTIK AG (2009). *HASE - Halbraum und andere Steifigkeits-Elemente, Version 12.01*. Modulhandbuch, Oberschleißheim.
- SOMMER, R. (1993). *Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton*. Dissertation, GH Essen.
- SPRINGENSCHMID, R. (1984). Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 79(10), 263–269.
- SPÄTH, H. (1986). *Spline-Algorithmen*. 4. Aufl. München: R. Oldenbourg Verlag.
- STEINBRENNER, W. (1934). *Tafeln zur Setzungsberechnung*. Berlin: Volk und Reich Verlag.
- STIRBÖCK, K. (1985). Kesselgerüste. In *Stahlbau Handbuch - Band 2: Stahlkonstruktionen*, 735–802. Berlin: Stahlbau-Verlagsgesellschaft, Köln.
- STOLP, T. & S. PÖNITZ (2006). GKSPRO-Eine modulare Daten- und Auswertungsplattform für komplexe Messprojekte. *Wasserwirtschaft* 96(1-2), 28–32.
- STOPP, K. & J. DIERKE (2010). *Zwangbeanspruchungen aus saisonaler Temperatur im Stützenbereich einer massigen Bodenplatte*. Interner Arbeitsbericht, Bergische Universität Wuppertal.
- TEMME, C. (1995). *Numerische Behandlung der Interaktionseffekte von erdbebenereigten unverankerten Flüssigkeitsbehältern*. Dissertation, Technische Universität München.
- TESARIK, D.R., J.B. SEYMOUR, T.J. WILLIAMS, L.A. MARTIN & F.M. JONES (2006). *Temperature corrections to earth pressure cells embedded in cemented backfill*. Report of Investigations 9665, DHHS (NIOSH) Publication No. 2006-103, National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH), Cincinnati.

- TIMM, M. (2004). *Durchstanzen von Bodenplatten unter rotationssymmetrischer Belastung*. Heft 547, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- TUE, N.V. (1993). *Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung*. Heft 435, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin.
- TUE, N.V., J. BÖDEFELD & J. DIETZ (2007). Einfluss der Eigenspannungen auf die Rissbildung bei dicken Bauteilen im jungen Betonalter. *Beton- und Stahlbetonbau* 102(4), 215–222.
- TUE, N.V., D. SCHLICKE & J. BÖDEFELD (2007). Beanspruchungen in dicken Bodenplatten infolge des Abfließens der Hydratationswärme. *Bautechnik* 84(10), 702–710.
- TUE, N.V., D. SCHLICKE & H. SCHNEIDER (2009). Zwangbeanspruchung massiver Kraftwerks-Bodenplatten infolge der Hydratationswärme. *Bautechnik* 86(3), 142–149.
- ULKE, B.A. (2008). *Einfluss der Bodenreaktionskraft beim Durchstanzen von Einzelfundamenten*. Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- VERMEER, P.A. & R. DE BORST (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON* 29(3), 1–62.
- VGB (1992). *Empfehlungen der Ad-hoc-Gruppe „Baugrund-Tragwerk-Interaktion“- Flachgründungen*. Entwurf Mai.
- VGB (1993a). *Bautechnik in Wärmekraftwerken, Band 9 der Fachbuchreihe „Kraftwerkstechnik“*. Essen: Verlag VGB-Kraftwerkstechnik GmbH.
- VGB (1993b). *Empfehlungen „Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen“- EVB*. Berlin: Ernst.
- VITTINGHOFF, T. (2002). *Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton*. Dissertation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig.
- VITTINGHOFF, T., D. PLACZEK & H. SCHNEIDER (2008). Geotechnische Messungen zur Optimierung von großflächigen Plattengründungen. In *Fachseminar Messen in der Geotechnik*, 315–330. Mitteilungsreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 87.
- VON SOOS, P. (2001). Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor. In U. Smolczyk (Hrsg.), *Grundbau Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*, Volume 6, 117–201. Berlin: Ernst & Sohn.
- VON WOLFFERSDORFF, P.A. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 1(3), 251–271.
- WEHNERT, M. (2006). *Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik*. Dissertation, Mitteilung Nr. 53 des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart.

- WILL, J. (1999). *Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien*. Dissertation, Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar.
- WITTMANN, F.H. (1982). Creep and shrinkage mechanisms. In Z.P. Bažant & F.H. Wittmann (Hrsg.), *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, 129–161. Wiley & Sons.
- WOLF, J.P. & C. SONG (1996). *Finite-element modelling of unbounded media*. Chichester: John Wiley & Sons.
- WOMMELSDORFF, O. (2002). *Stahlbetonbau - Bemessung und Konstruktion, Teil 1 Grundlagen biegebeanspruchter Bauteile*. 7. Aufl. Düsseldorf: Werner Verlag.
- WRIGGERS, P. (2001). *Nichtlineare Finite-Element-Methoden*. Springer-Verlag.
- WÖRMANN, R. (2004). *Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken*. Heft 2, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal.
- WU, W. (1992). *Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe*. , Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 129.
- ZAHLTEN, W. (1990). *Ein Beitrag zur physikalisch und geometrisch nichtlinearen Computeranalyse allgemeiner Stahlbetonschalen*. Technisch Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 90-2, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- ZIENKIEWICZ, O.C., P. BETTES, T.C. CHIAM & C.R.I. EMSON (1981). Numerical methods for unbounded field problems and a new infinite element formulation. *ASME, AMD 46*, 115–148.
- ZIENKIEWICZ, O.C., C.R.I. EMSON & P. BETTES (1983). A novel boundary infinite element. *International Journal for Numerical Methods in Engineering 19*, 393–404.
- ZIENKIEWICZ, O.C. & G.N. PANDE (1977). Some useful forms of isotropic yield surfaces for soil and rock mechanics. In G. Gudehus (Hrsg.), *Finite elements in geomechanics*, 179–190. London: John Wiley & Sons.
- ZIENKIEWICZ, O.C. & R.L. TAYLOR (1991). *The Finite Element Method, Volume 2, Solid and Fluid Mechanics, Dynamics and Nonlinearity*. 4. Aufl. London: McGraw-Hill.
- ZIENKIEWICZ, O.C. & R.L. TAYLOR (2000). *Finite Element Method, Volume 1-3 of 5. Auflage*. London: Butterworth Heinemann.

Normen und Richtlinien

- Eurocode 2 (1992). Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 1045-1 (2008, August). Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 1054 (2005, Januar). Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Beuth Verlag, Berlin.
- E DIN 1055-2 (2007, Januar). Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Bodenkenngrößen. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 1055-7 (2002, November). Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 7: Temperatureinwirkungen. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 1055-100 (2001, März). Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 4018 Beiblatt 1 (1981, Mai). Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen; Erläuterungen und Berechnungsbeispiele. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 4019-1 (1979, April). Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 4094-1 (2002, Juni). Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 18121-1 (1998, April). Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt - Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 18126 (1996, November). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Beuth Verlag, Berlin.
- DIN 18135 (1999, Juni). Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch. Beuth Verlag, Berlin.
- DAFSTB-Richtlinie (2004, Oktober). DAfStb-Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Beuth Verlag, Berlin.
- DAFSTB-Richtlinie (2005, März). DAfStb-Richtlinie Massive Bauteile aus Beton. Beuth Verlag, Berlin.

Anhang A

Bestimmung der benötigten Stoffgesetzparameter

Steifemodul E_s

Der Steifemodul wird über den eindimensionalen Kompressionsversuch (Ödometerversuch) nach DIN 18135 (1999) im Labor bestimmt. Die Bodenprobe wird dabei in einen kreiszylindrischen Versuchskörper eingebaut und stufenweise belastet (Bild A.1). Die Probe muss dabei nahezu ungestört sein bzw. es müssen die in-situ-Verhältnisse von Lagerungsdichte und Konsistenz nachempfunden werden. Die Grundflächen bestehen aus Filterplatten, durch welche vorhandenes Porenwasser austreten kann. Der Metallring verhindert eine Seitendehnung. Somit wird der Steifemodul ohne Berücksichtigung der Querkontraktion bestimmt und ist daher nicht mit dem Elastizitätsmodul zu verwechseln. Aus der erhaltenen Spannungs-Dehnungs-Kurve wird der Steifemodul als Sekantenmodul für den erwarteten aber nicht genau bekannten Spannungsbereich abgelesen - gewöhnlich werden die Spannung aus Eigengewicht der Struktur und die Spannung im Gebrauchszustand verwendet:

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}. \quad (\text{A.1})$$

Entgegen der Verwendung in der Strukturmechanik bedeutet durch die um 90° im Uhrzeigersinn versetzte Darstellung des Diagramms eine flachere Steigung der Tangente einen steiferen Boden.

Der Ödometerversuch wird hauptsächlich bei bindigen Bodenarten nach Entnahme von weitgehend ungestörten Sonderproben aus Bohrungen durchgeführt. Bei nichtbindigen Bodenarten ist die Probe dagegen immer gestört. Eine Möglichkeit der Bestimmung ohne Probenentnahme stellt der Plattendruckversuch dar, welcher in-situ ausgeführt wird. Aufgrund seiner geringen Einflusstiefe ist er jedoch nur für sehr oberflächennahe Schichten geeignet. Die aus den Versuchen ermittelten Steifemoduli sind im Allgemeinen unterschiedlich, da der starre Metallring im Ödometerversuch nicht nur die Seitendehnung behindert, sondern auch keinen Bruchzustand zulässt.

Alternativ kann der Steifemodul über die Umrechnung von Ergebnissen aus Sondierbohrungen ermittelt werden. Es besteht ein Zusammenhang zwischen dem Drucksondierwider-

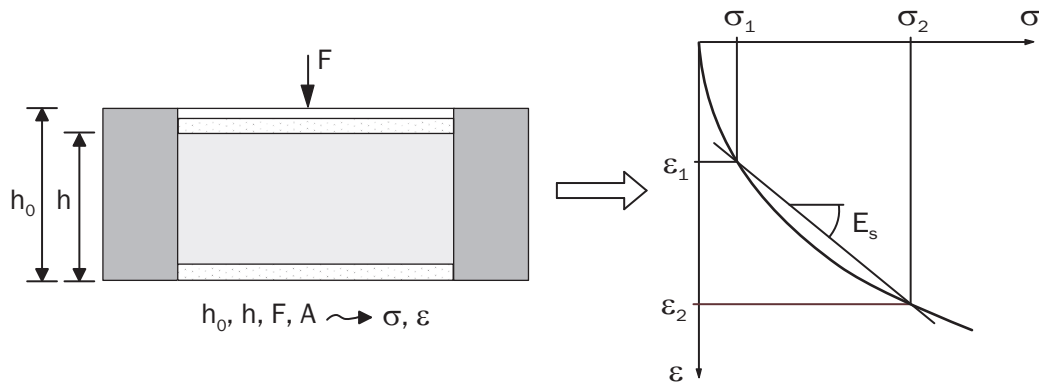


Bild A.1: Ermittlung des Steifemoduls aus dem Ödometerversuch als Sekantenmodul

stand q_c und dem Steifemodul E_s . Nach DIN 4094-1 (2002) bestimmt sich der Steifemodul zu:

$$E_s = v p_a \left[\frac{(\sigma_{\ddot{u}} + 0,5 \Delta\sigma_z)}{p_a} \right]^w, \quad (\text{A.2})$$

mit

- E_s Steifemodul,
- v Steifebeiwert in Abhängigkeit von q_c ,
- w Steifeexponent: $w = 0,5$ (nichtbindige Böden), $w = 0,6$ (bindige Böden),
- p_a atmosphärischer Druck,
- $\sigma_{\ddot{u}}$ lotrechte Normalspannung in der Tiefe z unterhalb der Gründungssohle nach DIN 4019-1 (1979),
- $\Delta\sigma_z$ Erhöhung der lotrechten Spannungen durch die Baumaßnahme in der Tiefe z unterhalb der Gründungssohle nach DIN 4019-1 (1979).

Die Norm gibt für Sande bzw. leicht- und mittelplastische Tone die Beziehung zwischen q_c und v an. Eine genauere Differenzierung gibt es jedoch nicht. Darüber hinaus ist in DIN 4094-1 (2002) eine Beziehung für die Ableitung eines mittleren Steifemoduls enthalten. Für Voruntersuchungen gilt:

$$E_s = \alpha q_c. \quad (\text{A.3})$$

Der Parameter α kann auf Grundlage örtlicher Erfahrungen geschätzt werden. Für verschiedene Bodenarten werden Wertebereiche genannt.

Durch die OHDE-Formel kann der Steifemodul spannungsabhängig beschrieben werden:

$$E_s = v_e \sigma_{at} \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{at}} \right)^{w_e}, \quad (\text{A.4})$$

Nach Ohde [von Soos 2001] können für normalkonsolidierte Böden die Werte v_e und w_e wie in Tabelle A.1 angegeben angenommen werden.

Bodenart	v_e	w_e
Organische Böden	3 bis 15	0,85 bis 1,00
Tone	5 bis 20	0,85 bis 1,00
Schluffe	20 bis 80	0,80 bis 0,95
Sande bis kiesige Sande	100 bis 750	0,55 bis 0,70

Tabelle A.1: Beiwerte v_e und w_e nach Ohde [von Soos 2001]

Querkontraktion ν

Für trockene und granulare Böden kann die Querkontraktionszahl, die das Verhältnis von horizontaler zu vertikaler Dehnung eines Bodenelements beschreibt, über den Erdruchdruckbeiwert K_0 angenähert werden:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}. \quad (\text{A.5})$$

Hierbei wird von einem eindimensionalen Deformationszustand ausgegangen, der sich bei kleinen Beanspruchungsänderungen elastisch verhält, wodurch sich die Formel aus dem dreidimensionalen Elastizitätsgesetz herleiten lässt.

Da der elastische Bereich jedoch nur sehr klein ist, gelingt eine direkte Bestimmung der Querkontraktionszahl nicht. Eine mögliche Abschätzung des Erdruchdruckbeiwertes liefert die Formel nach Jáky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (\text{A.6})$$

wobei φ den Reibungswinkel des betreffenden Materials beschreibt.

Übliche Querkontraktionszahlen sind:

Erstbelastung:	$\nu \approx 0,30 - 0,40,$
Ent-/Wiederbelastung:	$\nu \approx 0,15 - 0,25,$
bei Sättigung:	$\nu \approx 0,49 - 0,50.$

Reibungswinkel φ und Kohäsion c

Der innere Reibungswinkel φ und die Kohäsion c stellen die Scherfestigkeitsparameter dar. Sie werden mit Hilfe des Triaxialgerätes nach DIN 1055-2 (2007) bestimmt. Hierbei werden die Bodenproben bis zum Bruch belastet. Aus der Einhüllenden der MOHR'schen Spannungskreise können die Parameter φ und c graphisch ermittelt werden (Bild 2.10):

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - 2c \cos \varphi}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (\text{A.7})$$

bzw. für kohäsionslose Böden:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)}. \quad (\text{A.8})$$

Dilatanzwinkel ψ

Der Dilatanzwinkel gibt das Verhältnis der Volumendehnung $\Delta\varepsilon_v$ zur Scherdehnung $\Delta\varepsilon_s$ an. Dieses kann mit Hilfe der aus dem Triaxialversuch entnommenen Dehnungsinckremente bestimmt werden zu [Vermeer & de Borst 1984]:

$$\psi = \arcsin \left(\frac{\varepsilon_v^{pl}}{-2\varepsilon_1^{pl} + \varepsilon_v^{pl}} \right). \quad (\text{A.9})$$

Falls keine experimentell bestimmten Werte vorliegen, wird folgende Näherung empfohlen:

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi - 30 & \varphi &\geq 30, \\ \psi &= 0 & \varphi &< 30. \end{aligned} \quad (\text{A.10})$$

Während fortgesetzter Scherung sollte ab einer kritischen Volumenvergrößerung bzw. Porenzahl auch für Reibungswinkel $\varphi \geq 30$ keine Dilatanz mehr auftreten und somit $\psi = 0$ gelten [Schanz 2006].

Bezogene Lagerungsdichte I_D

Die bezogene Lagerungsdichte kann entweder über Laborversuche mittels der Porenzahl e beschrieben werden oder aber über Feldversuche mit Hilfe von Schlagzahlen z.B. des Standard-Penetrations-Tests.

Im Labor wird das Bodenmaterial entsprechend DIN 18126 (1996) sowohl locker mit Trichter, Kelle oder Handschaufel als auch dicht mit Rütteltisch oder Schlaggabel in den Versuchsbehälter eingefüllt. In mehreren Durchläufen wird die zugehörige Porenzahl bestimmt. Hieraus lässt sich auf die bezogene Lagerungsdichte schließen:

$$I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} \quad (\text{A.11})$$

mit

- e Porenzahl des Bodens,
- $\max e$ Porenzahl bei lockerster Lagerung,
- $\min e$ Porenzahl bei dichtester Lagerung.

Die Porenanzahl e bestimmt sich aus dem Quotienten von Volumen der Poren und Volumen der Festmasse.

Porosität n

Die Porosität wird durch die Untersuchung eines Ausstechzylinders im Labor nach DIN 18121-1 (1998) bestimmt. Nach einer Ofentrocknung bei 105°C kann die Porosität bestimmt werden zu:

$$n = \frac{V - \frac{m_d}{\rho_s}}{V} \quad (\text{A.12})$$

mit

V Volumen der entnommenen Probe,
 m_d Trockenmasse der Probe,
 ρ_s Korndichte.

Sättigungsgrad S

Der Sättigungsgrad gibt an, in welchem Umfang die Porenräume des Bodens mit Wasser gefüllt sind. Er berechnet sich zu:

$$S = \frac{w \gamma_s (1 - n)}{n \gamma_w} \quad (\text{A.13})$$

mit

w Wassergehalt,
 γ_s Kornwichte,
 n Porosität,
 γ_w Wichte des Wassers.

Verfestigungsparameter W , D und R

Die Verfestigungsparameter W , der die maximal aufnehmbare plastische Verzerrung beschreibt, und der Parameter D , der das Maß der Verfestigung abbildet, sind über einen hydrostatischen Kompressionstest bestimmbar (Bild A.2 links). Der Parameter R gibt die Elliptizität der Kappe als Verhältnis von größerem zu kleinerem Radius wieder und lässt sich über einen Triaxialversuch entsprechend Bild A.2 (rechts) ermitteln zu [Dolarevic & Ibrahimbegovic 2007]:

$$R = \frac{|I_1^C - I_1^B|}{\sqrt{J_2^B}}. \quad (\text{A.14})$$

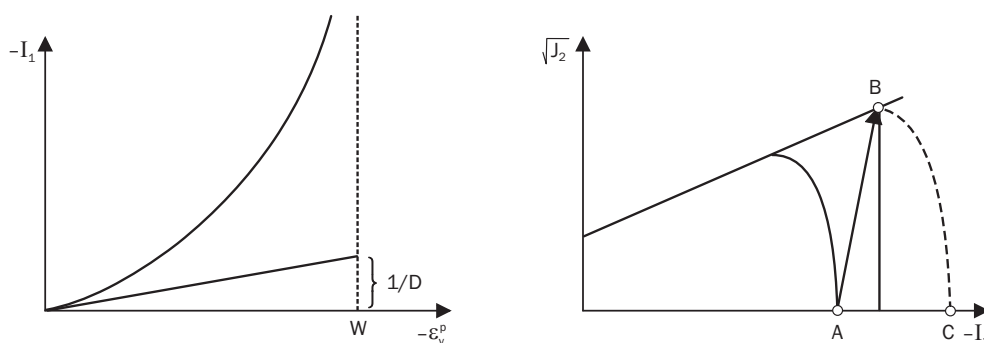


Bild A.2: Ermittlung der Parameter W und D aus dem hydrostatischen Kompressionsversuch (links) und des Parameters R aus dem Triaxialversuch (rechts) nach Dolarevic & Ibrahimbegovic (2007)

Anhang B

Partielle Ableitungen der Fließfunktionen

$$\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{\partial F}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}} \frac{\partial \sqrt{J_2}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial J_3} \frac{\partial J_3}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (\text{B.1})$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (\text{B.2})$$

$$\frac{\partial \sqrt{J_2}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{1}{2\sqrt{J_2}} \begin{pmatrix} s_{11} \\ s_{22} \\ s_{33} \\ 2\sigma_{12} \\ 2\sigma_{23} \\ 2\sigma_{31} \end{pmatrix} \quad (\text{B.3})$$

$$\frac{\partial J_3}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \begin{pmatrix} s_{22} s_{33} - \sigma_{23}^2 + \frac{1}{3} J_2 \\ s_{11} s_{33} - \sigma_{13}^2 + \frac{1}{3} J_2 \\ s_{11} s_{22} - \sigma_{12}^2 + \frac{1}{3} J_2 \\ 2(\sigma_{23} \sigma_{13} - s_{33} \sigma_{12}) \\ 2(\sigma_{13} \sigma_{12} - s_{11} \sigma_{23}) \\ 2(\sigma_{12} \sigma_{23} - s_{22} \sigma_{13}) \end{pmatrix} \quad (\text{B.4})$$

$$\text{mit } s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \quad (\text{B.5})$$

	$\frac{\partial F}{\partial I_1}$	$\frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}}$	$\frac{\partial F}{\partial J_3}$
Drucker - Prager	α	1	0
Mohr- Coulomb	$-30^\circ < \theta < 30^\circ$		
	$\frac{1}{3} \sin \varphi$	$\cos \theta [1 + \tan \theta \tan 3\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \varphi (\tan 3\theta - \tan \theta)]$	$\frac{\sqrt{3} \sin \theta + \cos \theta \sin \varphi}{2 J_2 \cos 3\theta}$
	$\theta = \pm 30^\circ$		
	$\frac{1}{3} \sin \varphi$	$\frac{1}{2} \left(\sqrt{3} \mp \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \varphi \right)$	0
Kappen- modell	$\frac{I_1 - L}{R^2 \sqrt{(\sqrt{J_2})^2 + \frac{1}{R^2} (L - I_1)^2}}$	$\frac{(\sqrt{J_2})^2}{\sqrt{(\sqrt{J_2})^2 + \frac{1}{R^2} (L - I_1)^2}}$	0

Anhang C

Materialformulierung des verwendeten Schalenelementes

Betonmodellierung: Die Abbildung des Betonverhaltens wird durch ein hypoelastisches Modell nach Darwin & Pecknold (1977) realisiert. Hierbei wird in einer inkrementellen Formulierung der ebene Spannungszustand durch linear-orthotropes Verhalten idealisiert:

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{bmatrix}. \quad (\text{C.1})$$

Der Kern des Modells liegt in der Abbildung des biaxialen Spannungszustandes durch zwei entkoppelte, äquivalente einaxiale Spannungs-Dehnungs-Kurven für die Hauptspannungsrichtungen, wobei der Schubmodul als richtungsunabhängig angenommen wird. Die inkrementellen, äquivalenten einaxialen Verzerrungen ergeben sich somit zu:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_{1u} \\ d\varepsilon_{2u} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu\sqrt{E_2/E_1} \\ \nu\sqrt{E_1/E_2} & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \end{bmatrix}. \quad (\text{C.2})$$

Dem Problem der Akkumulation der Belastungsgeschichte verschiedener Hauptrichtungen wird durch die Definition von 90°-Sektoren begegnet, bei deren Verlassen es zu einer Vertauschung der Hauptspannungsrichtungen kommt. Die Spannungs-Dehnungs-Kurven werden nach DIN 1045-1 (2008) und EC 2 (1992) formuliert. Beim abfallenden Ast wird der Size-Effekt des Betons im Zugbereich durch einen mesoskopischen Ansatz und im Druckbereich über die Materialkonstante Bruchenergie berücksichtigt. Das biaxiale Verhalten wird durch das Versagenskriterium von Kupfer & Gerstle (1973) berücksichtigt, wobei eine Umrechnung auf die äquivalenten einaxialen Dehnungen zu geschehen hat.

Das Rissverhalten wird über das Konzept der verschmierten Risse simuliert. Das bedeutet, dass auf eine Anpassung des Elementnetzes verzichtet wird und dafür in der Elementformulierung die Risse verschmiert über den Bereich eines Integrationspunktes berücksichtigt werden. Dabei kommt ein Modell zur Anwendung, welches ein Routieren - eine Veränderung der Rissrichtung in jedem Lastschritt - ermöglicht. Die Zugrissbildung wird mit dem

Kriterium nach RANKINE gesteuert. Somit entsteht ein Riss, sobald die vorhandene Zugspannung im Materialpunkt die Zugfestigkeit überschreitet. In der Folge wird die Querkontraktion und ebenso die Steifigkeit senkrecht zur Rissfläche in dieser Betonschicht zu Null gesetzt. Das Entfestigungsverhalten wird über eine im Folgenden noch näher erläuterte Stahlkennlinie abgebildet. Durch eine wechselnde Belastungsrichtung oder durch Umlagerungsvorgänge werden Änderungen der Rissrichtung und auch Riss-schließungsprozesse ausgelöst. Eine Lokalkontaktformulierung berücksichtigt, dass beim Schließen der Risse es infolge der Verzahnung der Rissufer schon zu einer Kraftübertragung kommt, bevor eine Stauchung an diesem Punkt vorliegt [Noh 2002].

Betonstahlmodellierung: Im Schichtenmodell wird der Betonstahl als verschmierte, einaxial abtragende Stahllage idealisiert. Zur Abbildung des Materialverhaltens wird ein einaxiales, elasto-plastisches Werkstoffgesetz mit kinematischer Verfestigung zur Berücksichtigung des BAUSCHINGER-Effekts herangezogen.

Verbundmodellierung: Bei Betrachtung des globalen Verhaltens eines Tragwerks sind die finiten Elemente zumeist größer als der mittlere Rissabstand. Somit muss die Verbundwirkung indirekt über die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen - das Tension-Stiffening - erfasst werden, was entweder durch Berücksichtigung im Beton- oder aber im Stahlmodell geschehen kann.

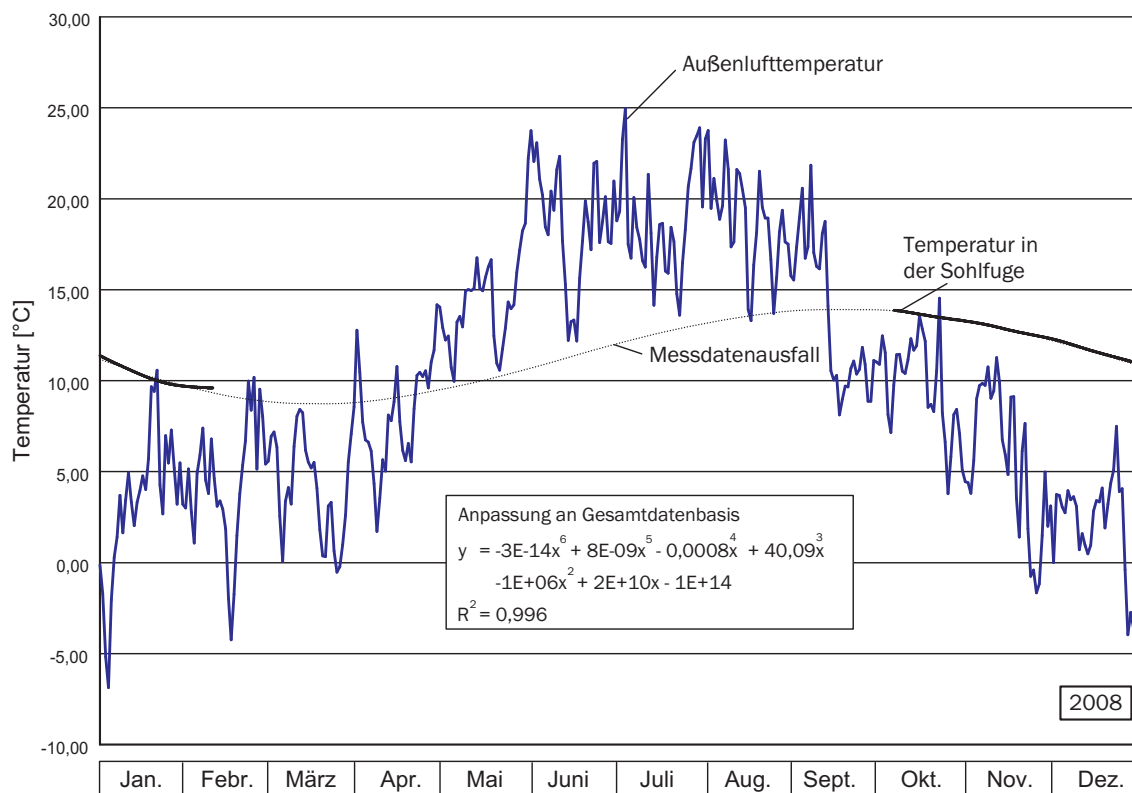
Hierfür wird das Verbundmodell nach Noh (2002) herangezogen, welches sich durch eine detaillierte Erfassung der Verbundwirkung auszeichnet. So kann der Schlupf nicht nur im elastischen, sondern auch im plastischen Bereich abgebildet werden. Darüber hinaus bietet es im Gegensatz zu einfacheren Modellen den Vorteil eines guten Konvergenzverhaltens [Andres 2004]. Das Tension-Stiffening findet auf der Seite des Stahls Berücksichtigung. Dafür wird das Werkstoffgesetz des Stahlbetons als neue multi-lineare Spannungs-Dehnungs-Kurve formuliert. Die Kennlinie wird dabei im Belastungsbereich durch fünf und im Entlastungsbereich durch vier charakteristische Stützstellen beschrieben. Ihr liegt die Prämisse zugrunde, dass die 5 %-Fraktile und die 95 %-Fraktile den Bereich der Erstrissbildung begrenzen. Zur Bestimmung der definierten Stützstellen wird ein iteratives Rechenkonzept herangezogen. Die innerhalb von diesem verwendete Step-by-Step-Integration stammt von Eligehausen, Popov & Bertero (1983). Zur Ermittlung der mittleren Stahldehnung ε_{sm} für das betrachtete Risselement wird dieses in äquidistante Bereiche unterteilt. Die Eingangsgrößen Stahlspannung im Riss und Rissabstand sind als bekannt vorausgesetzt. Für nähere Angaben sei auf [Noh 2002] verwiesen.

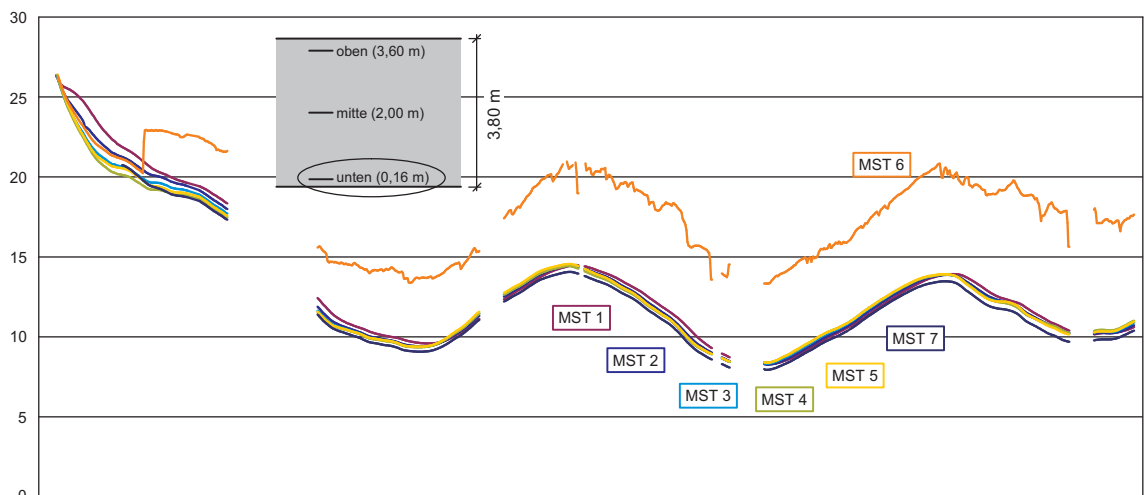
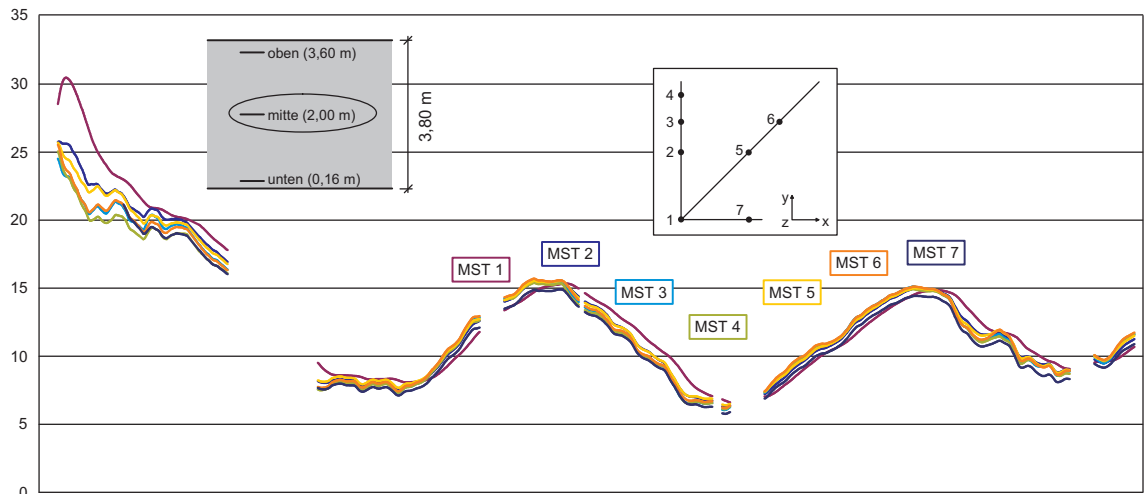
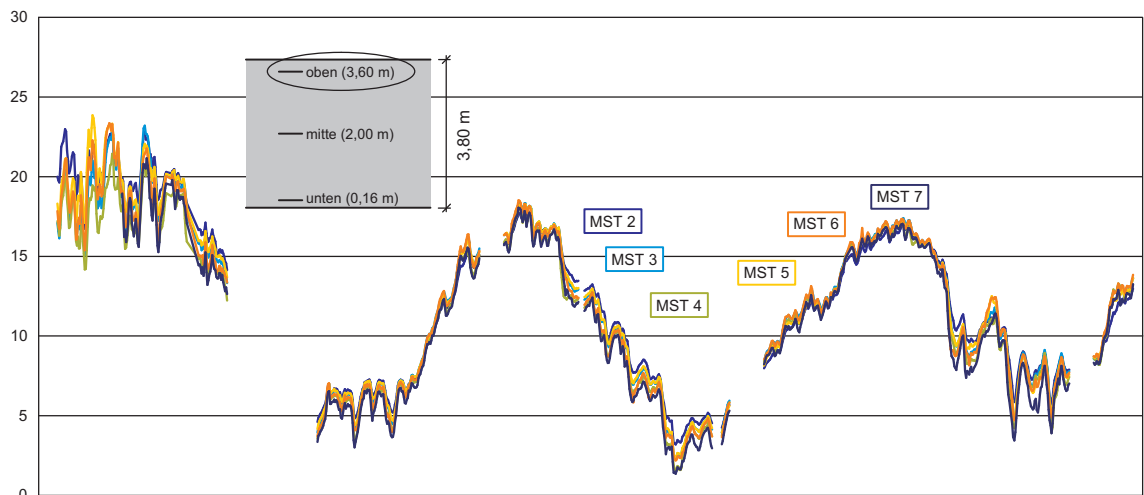
Als Verbundgesetz zur Berechnung der Verbundspannung kommt für monotone Belastung das ortsabhängige Modell von Kreller (1990) zur Anwendung, welches über den gesamten Dehnungsbereich Gültigkeit besitzt und durch sechs Kurven charakterisiert ist, die in Abhängigkeit der Entfernung des Berechnungspunktes vom Rissquerschnitt definiert sind. Für zyklische Belastung wird das Gesetz von Tue (1993) verwendet.

Anhang D

Zusammenstellung weiterer Messwertverläufe

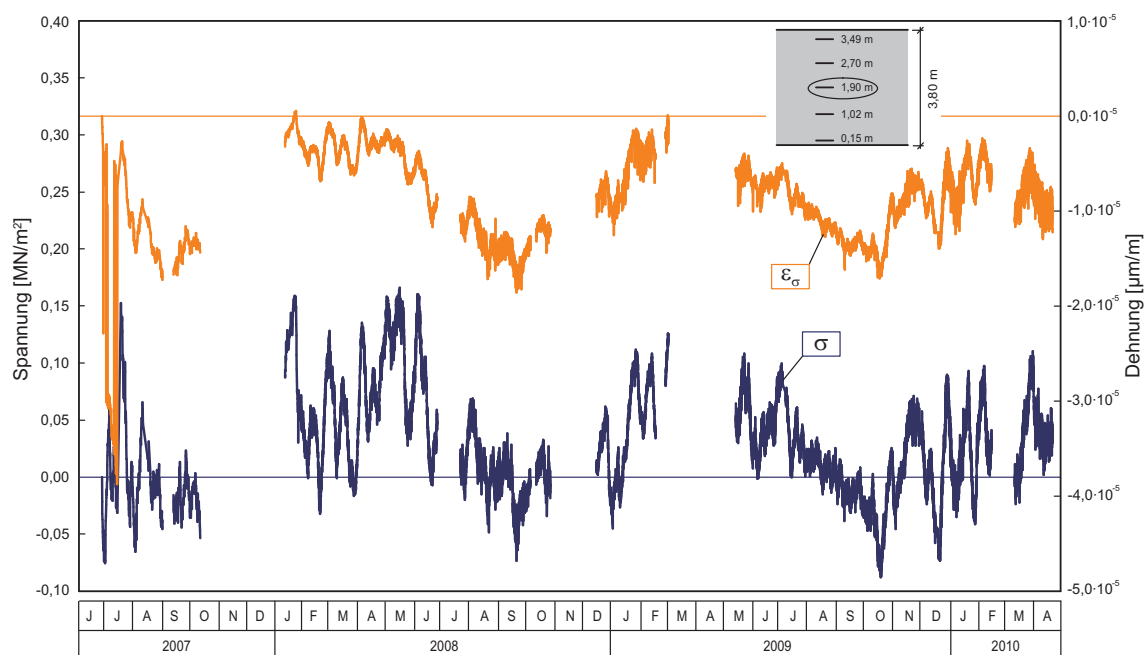
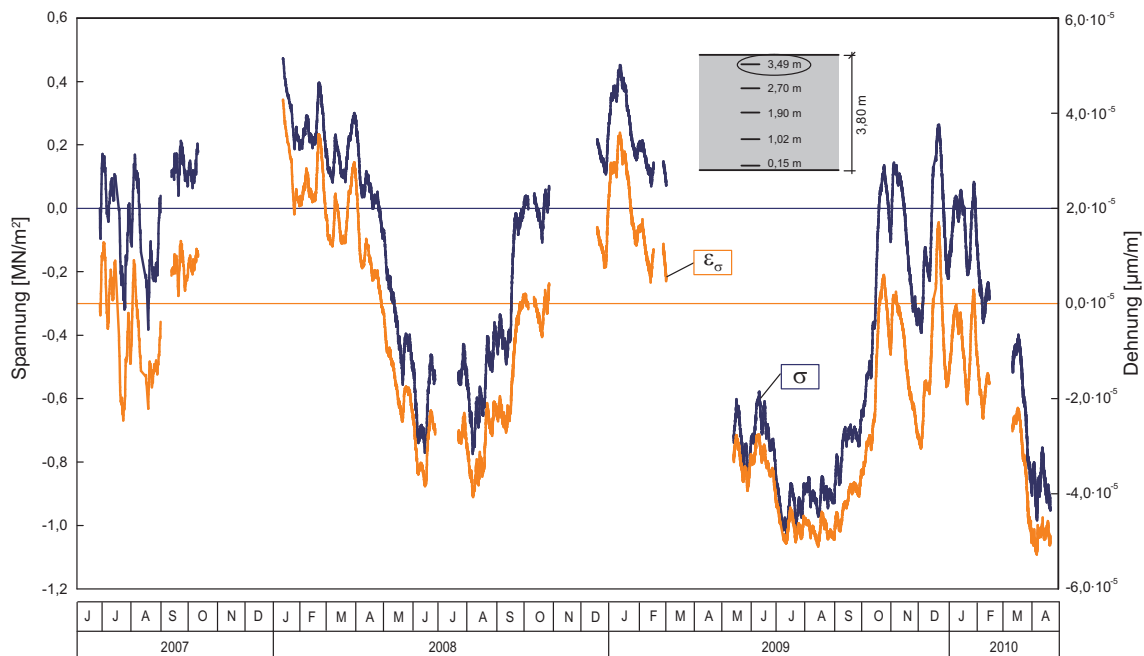
D.1 Vergleich der gemessenen Temperaturen an MST 1 - MST 7



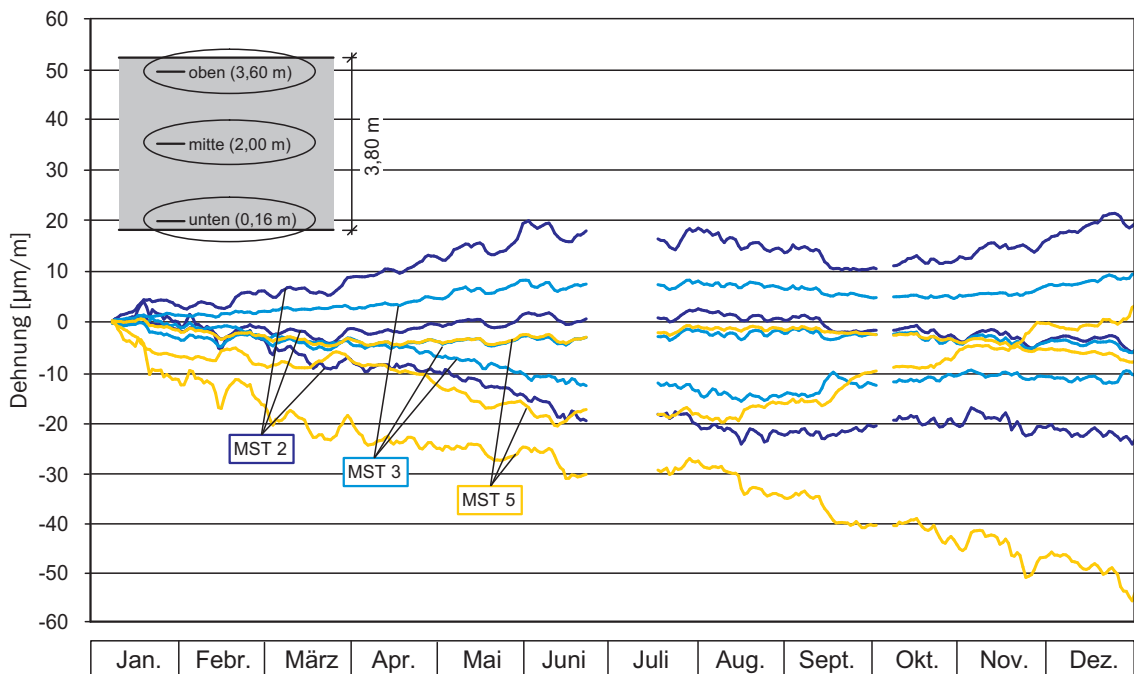
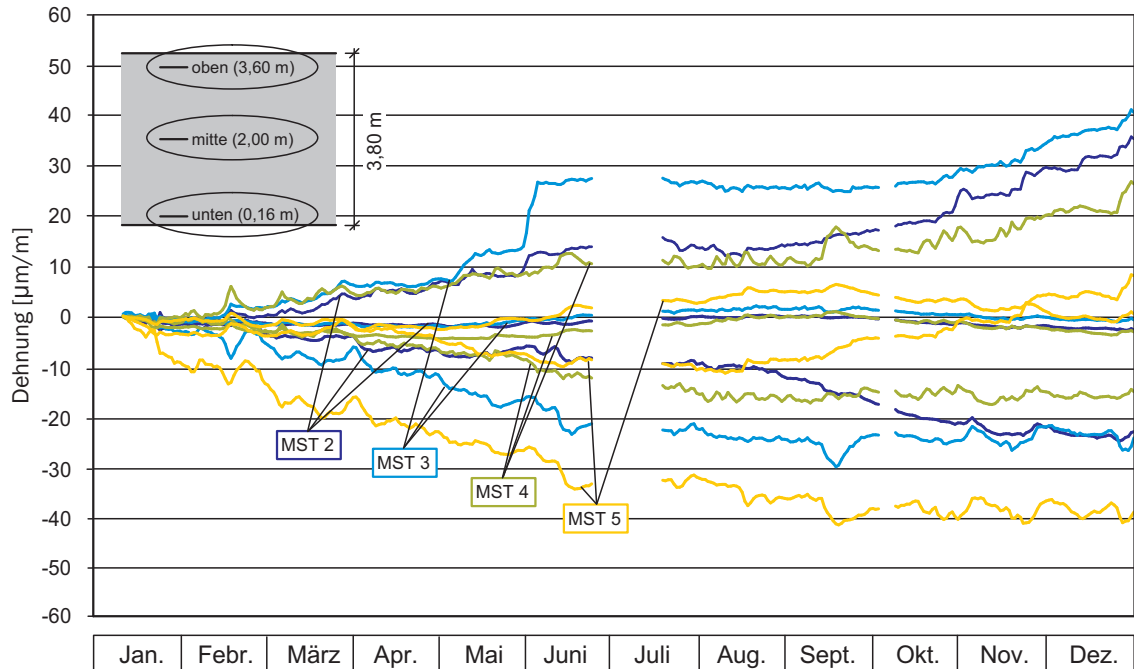


A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	J	F	M	A
2007								2008								2009								2010												

D.2 Spannungsverlauf an Bauteiloberkante und in Bauteilmitte an MST 7



D.3 Resultierende Lastdehnungen an MST 1 - MST 6 in x- und y-Richtung



D.4 Lastdehnungen über den Querschnitt sowie Lastdehnungsanteile an MST 2 in x-Richtung

