



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Analyse des Tragverhaltens vorgespannter Anker
unter Verwendung des Federmodells**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Adrian Kainrath

E220

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Grundbau-, Boden- und Felsmechanik

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Jürgen Stadler, BSc

05 25 156

Haydnweg 2/33
A – 2435 Wienerherberg

Wien, am 12.10.2012

.....
(Jürgen Stadler)

Vorwort

Die Idee zu dieser Diplomarbeit wurde im Sommer 2011 während meiner Feriertätigkeit bei der Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH (GPS) geboren. Im Zuge dieser entstand im Gespräch mit Dipl.-Ing. Klaus Breit die Idee, den Einfluss einer äußeren Laständerung auf die Ankerkraft zu analysieren.

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich bei der Erstellung dieser Diplomarbeit und durch das Studium begleitet haben.

Ich bedanke mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam für die Möglichkeit, die Diplomarbeit am Institut für Geotechnik zu verfassen. Ganz besonders bedanke ich mich bei Univ.Ass. Dipl.-Ing. Adrian Kainrath für die Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit.

Des Weiteren bedanke ich mich besonders bei Dipl.-Ing. Klaus Breit, der diese Arbeit maßgeblich angeregt hat und Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Kohlböck für die Unterstützung und die fruchtbaren Besprechungen während der Erstellung dieser Arbeit.

Meine größte Dankbarkeit gilt jedoch meiner Familie, die mich in der gesamten Ausbildungs- und Studienzeit unterstützt hat. Sie waren auch in schwierigen Zeiten stets geduldige Zuhörer und Ratgeber und ermöglichten mir damit den erfolgreichen Abschluss dieses Studiums. Diese Arbeit widme ich daher meinen Eltern Margit und Leopold und meiner Schwester Sandra.

Liebe Familie, noch einmal Besten Dank für alles!

Jürgen Stadler

Kurzfassung

Vorgespannte Anker (Verpressanker) haben sich in den letzten Jahrzehnten zu einem weltweit sehr häufig eingesetzten Spezialtiefbauverfahren entwickelt. Mit ihrer Hilfe können große Zugkräfte in den Untergrund eingeleitet werden. Dort wo früher (Schwer)Gewichtskonstruktionen für Widerlager oder Aussteifungen in Baugruben notwendig waren, werden heute vorgespannte Anker für verformungsarme Konstruktionen eingesetzt. Diese zeichnen sich vor allem durch wenig Materialverbrauch und keine störenden Aussteifungen in Baugruben aus. Die Vorteile von vorgespannten Ankern gegenüber diesen konventionellen Bauweisen können zu einer wirtschaftlich optimalen Durchführung von Bauvorhaben führen, insbesondere weil eine offene Baugrube ohne Behinderungen zur Verfügung steht, jedoch muss die Wirkungsweise und das Tragverhalten von Ankern, technisch sehr genau betrachtet werden.

Der vorgespannte Anker (Verpressanker) besteht grundsätzlich aus drei Hauptteilen, dem Ankerkopf, dem Stahlzugglied und dem Verpresskörper. Das Stahlzugglied ist meist ein Spannstahl, der in Längsrichtung zwischen dem Ankerkopf und dem Verpresskörper frei beweglich ist und nach dem Erhärten des Verpresskörpers vorgespannt (gezogen) wird. Die so erzeugte Zugkraft im Anker verbindet aktiv den verankerten Bauteil mit dem Erdkörper. Ein vorgespannter Anker wird durch das Vorspannen wirksam und benötigt kaum zusätzliche Verformungen zur Mobilisierung der rückhaltenden Kräfte.

In der Praxis herrschen oft Missverständnisse zwischen vorgespannten und schlaffen Ankern, in Bezug auf das Tragverhalten. Diese Arbeit hat das Ziel, die Wirkungsweise vorgespannter Anker detailliert zu analysieren, um grundlegende Aussagen über das Verhalten des vorgespannten Ankers in Abhängigkeit des Untergrundes, der Einflüsse zusätzlicher Lasten und des Ankermodells zu treffen.

Der erste allgemeine Teil der Diplomarbeit behandelt die Begriffsdefinitionen, Konstruktion, Ausführung und die Ankerprüfung. Es wird auf Besonderheiten und Unterschiede zu anderen Bauverfahren wie Mikropfähle und Nägel detailliert eingegangen.

Der Hauptteil befasst sich mit der Analyse des Tragverhaltens vorgespannter Anker. Die Wirkungsweise der Vorspannung wird anhand eines parallel geschalteten Federsystems analysiert. Dabei wird der Anker und der Boden als Feder dargestellt und die Reaktion auf äußere Krafteinflüsse bestimmt. Die Idee zu diesem Verfahren stammt aus dem Stahlbau und wird dort bei vorgespannten Schraubenverbindungen (Vorspanndreieck) eingesetzt. Das Hauptproblem besteht in der Bestimmung der Federkonstante des Bodens für vertikale oder horizontale vorgespannte Anker. Für vertikale vorgespannte Anker wird in dieser Arbeit ein analytisches Verfahren hergeleitet, welches von den bekannten Gleichungen der direkten oder indirekten Setzungsberechnung ausgeht. Die Bestimmung einer Federkonstante des Bodens für einen horizontal vorgespannten Anker erfolgt anhand von FE-Berechnungen.

Ziel der vorliegenden Diplomarbeit ist es, ein Modell zu entwickeln, das die Beurteilung des Einflusses äußerer Laständerungen auf die Ankerkräfte ermöglicht. Die Auswirkungen des Zuggliedes (Stabstahl, Litze), der Ankerplatte (Größe und Form), der Ankerlänge und der Verbauart (weich oder steif) fließen in das Modell ein und bilden die Grundlage zur Abschätzung des Tragverhaltens vorgespannter Anker.

Abstract

Over the past few decades the prestressed anchor (ground anchor) has evolved to become a frequently used special foundation engineering method world wide. Thus, large tensile forces can be transferred into the ground. Where once gravity wall were necessary, today the prestressed anchor providing low-displacements of structures can be used. These are characterised by the particularly low need of material and no disturbing bracing in excavation pits. The advantages of prestressed anchors between these conventional construction methods are efficient building projekts without disturbing bracings in the excavation bit, however to be necessary a exact technical analysis for their bearing behaviour and the structural behaviour.

The prestressed anchor (ground anchor) basically consists of three main parts: the anchor head, the steel tendon and the grout body. Commonly, the part of the steel tendon is a prestressing steel, which finds itself freely moveable in the longitudinal direction between the anchor head and the grout body and is prestressed (pulled) after the grout body becomes solidified. The tension in the anchor, which is generated in this manner actively joins the structural element (retaining wall) anchored to the ground. The prestressed anchor becomes effective by the prestressing process and requires little additional deformations for mobilization of retaining forces.

In practice are misunderstandings between prestressed anchors and no prestressed anchors by the structural behaviour very often. This thesis analyse the bearing behaviour of prestressed anchors. The aim was basic rules for the structural behaviour and the response of external forces.

The first part of the Master thesis addresses the definition of terms, the setup, the installation of anchors and anchor tests. This part deals with the specific features, as well as differences to other construction techniques such as nails and micropiles.

The main part of the thesis deals with the analysis of the structural behaviour of the prestressed anchor. The effect of this prestress will be analysed using a each parallel spring system. The anchor and the soil will be represented as a single spring, and the response to external forces will be determined. The idea of this method is taken from the steel engineering, where it is used for prestressed bolted connections. The main problem is the determine of the spring constant of the soil for vertical or for horizontal inclined prestressed anchors. An analytical method can be derived for the vertical prestressed anchor, which starts from the known equations of direct and indirect analysis of settlements. Determining the spring constant of the ground for a horizontally prestressed anchor is based on FE-calculations.

The purpose of this Master thesis is to present an objective method of assessing the impact of external load changes on the anchor forces. The effects of the tendon (steel bar, strand), the anchor plate (size and shape), the length of the anchor and retaining structure (soft or stiff) are incorporated into the process and form the basis for the assessment of the structural behaviour of prestressed anchors.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	ii
Kurzfassung	iii
Abstract	iv
Inhaltsverzeichnis	v
1 Allgemeines	1
2 Begriffsbestimmungen	3
2.1 Definitionen	3
2.1.1 Vorgespannte Anker (Verpressanker)	3
2.1.2 Unterscheidung vorgespannte Anker-Nägel-Zugpfähle	5
2.2 Normen	7
2.3 Zulassungen	8
3 Konstruktion vorgespannter Anker	10
3.1 Bauarten	11
3.1.1 Verbundanker	11
3.1.2 Druckrohranker	12
3.2 Ankerkopf	12
3.3 Zugglied	14
3.3.1 Spannstahl	14
3.3.2 Sonderbaustoffe	17
3.4 Verpresskörper	18
3.5 Korrosionsschutz	18
3.5.1 Kurzzeitanker	18
3.5.2 Daueranker	19
3.5.3 Oberflächen- und Lochkorrosion	20
3.5.4 Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung	20
4 Ausführung vorgespannter Anker	23
4.1 Bohren	23
4.2 Einbau des Zuggliedes und Verpressen	24
4.3 Nachverpressen	25
5 Ankerprüfung und Vorspannen	27
5.1 Untersuchungsprüfung	28
5.2 Eignungsprüfung	29
5.3 Abnahmeprüfung und Vorspannen	30
5.4 Mechanik einer Probelastung	31
5.4.1 Kriechverhalten	31
5.4.2 Rechnerisch freie Stahllänge L_{app}	33
5.4.3 Kraft-Verschiebungs-Diagramm	34
6 Tragfähigkeit vorgespannter Anker	38
6.1 Kraftübertragung Ankerkopf – Zugglied – Verpresskörper	38
6.1.1 Tragfähigkeit bei dynamischer Belastung und Schwellbelastung	38
6.1.2 Verbund zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper	38

6.2	Kraftübertragung Verpresskörper – Baugrund	39
6.2.1	Kraftübertragung entlang der Mantelfläche eines Verpresskörpers.....	39
6.2.2	Schubspannungsverteilung entlang des Verpresskörpers	43
6.3	Abschätzung der bodenmechanischen Tragfähigkeit	44
6.3.1	Tragfähigkeit von Ankern in nichtbindigen Böden.....	44
6.3.2	Tragfähigkeit von Ankern in bindigen Böden.....	45
6.3.3	Tragfähigkeit von Ankern in Fels	47
7	Modellierung des Systemverhaltens von vorgespannten Ankern	49
7.1	Modellbildung des vorgespannten Ankers mit gekoppelten Federsystemen	49
7.1.1	Federmodell des Anker-Boden-Systems im vorgespannten Zustand	52
7.1.2	Anwendung des Federmodells für vertikale vorgespannte Anker	53
7.1.3	Grafische Darstellung anhand des Vorspanndreiecks	54
7.1.4	Grafische Darstellung des Zusammenhanges zwischen Vorspannung und Aufbringung einer äußeren Last.....	56
7.1.5	Adaptierung der Herleitung für geneigte bzw. horizontale vorgespannte Anker	58
7.2	Bestimmung der Federkonstante für das Stahlzugglied von Ankern	59
7.3	Bestimmung der Federkonstante für den Boden bei vertikalen Ankern	59
7.3.1	Bestimmung der Federkonstante C_B über direkte Setzungsberechnung	60
7.3.2	Bestimmung der Federkonstante C_B über indirekte Setzungsberechnungen	62
7.4	Bestimmung der Federkonstante für das Boden-Wand-System bei geneigten bzw. horizontalen Ankern	64
7.4.1	FE-Modelle.....	65
7.4.2	Rückrechnung der Federkonstante für das Bodens-Wand-System aus FE- Ergebnissen	67
7.4.3	Einfluss der Ankerkräfte im FE-Modell.....	67
7.4.4	Linear elastisches Materialmodell im FE-Modell.....	68
7.5	Interpretation	68
7.5.1	Einfluss des Zuggliedes.....	68
7.5.2	Einfluss der Ankerlänge	69
7.5.3	Einfluss von Größe und Form der Ankerkopfplatte.....	70
7.5.4	Einfluss des Baugrubenverbaues.....	71
7.5.5	Einfluss der Bodenparameter	72
7.6	Beispiele vorgespannte Anker als gekoppeltes Federsystem	73
7.6.1	Beispiel 1 – Vertikaler vorgespannter Anker im nichtbindigen Boden	74
7.6.2	Beispiel 2 – Vertikaler vorgespannter Anker in bindigen Boden	77
7.6.3	Vergleich der Ergebnisse aus Beispiel 1 und 2 mit FE Berechnungen	80
7.6.4	Beispiel 3 – Horizontale vorgespannte Anker im nichtbindigen Boden.....	81
8	Schlussfolgerungen und Ausblick.....	85
	Literaturverzeichnis.....	87
	Abbildungsverzeichnis	91
	Tabellenverzeichnis.....	94
A.	Diagramme zur Ermittlung der Federkonstante für vertikale Anker	95
B.	Diagramme zur Ermittlung der Federkonstante für horizontale Anker	103

1 Allgemeines

Vorgespannte Anker, ein Spezialverfahren der Ankertechnik, brachten in den letzten drei Jahrzehnten einen großen Umbruch im Bereich des Spezialtiefbaus. Durch diese Technik wurden Möglichkeiten im Bereich von Baugrubensicherungen und Stützkonstruktionen eröffnet, die bis dato oftmals nur unter massivem technischem und finanziellem Aufwand durchführbar waren.

Die üblichen Anwendungsgebiete für vorgespannte Anker sind besonders dort zu finden, wo früher (Schwer)Gewichtskonstruktionen (Stützmauern, Staumauern, etc.) und ausgesteifte Konstruktionen (Baugrubenaussteifungen) zur Anwendung gekommen sind. Durch eine Vorspannung des Untergrundes werden Verformungen (Setzungen) vorweg genommen und/oder die Festigkeitseigenschaften (Reibung) in den Fugen zwischen Boden und Konstruktion erhöht. Natürlicher Baugrund (Boden und Fels) besitzt in den meisten Fällen ausreichende Druckfestigkeiten, die ein Aufnehmen der Bauwerkslasten erlauben, in vielen Fällen jedoch nur ungenügende Zug- oder Scherfestigkeiten. Durch schlaffe Anker und vorgespannte Anker im Speziellen, können Zugkräfte in den Untergrund eingeleitet werden. Diese ermöglichen es, den umgebenden Baugrund zum Mittragen heranzuziehen. Übliche Anwendungsgebiete für vorgespannte Anker sind:

- a. Rückverankerung bei Baugruben
- b. Verankerte Stützmauern oder Stützpfeiler
- c. Auftriebssicherungen
- d. Widerlager für Pfahlprobebelastungen
- e. Hangsicherungen
- f. Staumauerertüchtigungen
- g. Widerlagerverstärkungen für Talsperren
- h. Zugverankerungen von Seilen (z.B. Abspannungen von Hangseilbrücken, etc.)

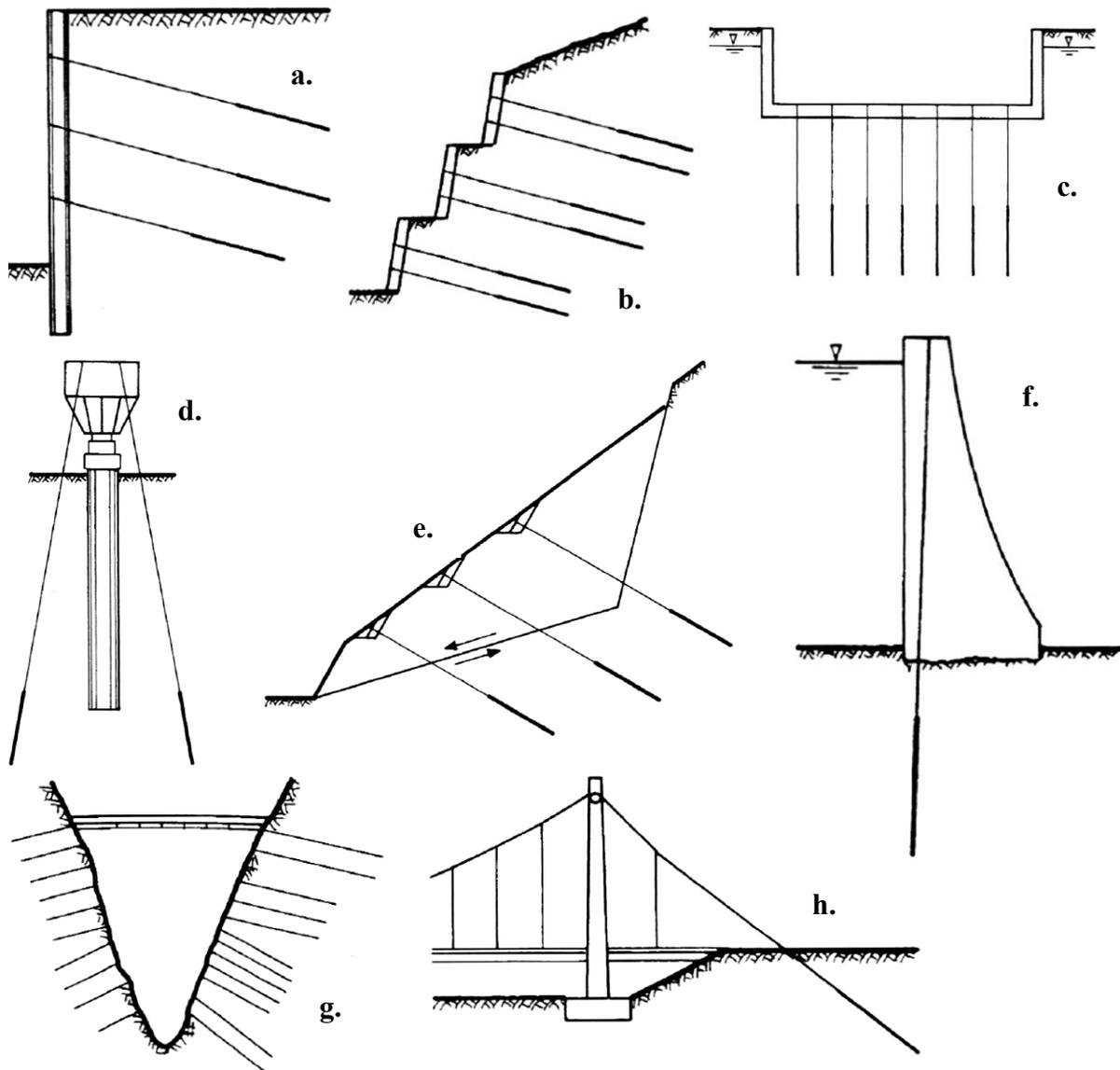


Abb. 1.1: Anwendungsbeispiele für vorgespannte Anker in Boden und Fels; aus [54]

Der erste vorgespannte Anker im Fels, mit einer Gebrauchslast von 10 MN, wurde 1935 in Cheurfas (Algerien) bei einer Staumauererhöhung eingesetzt [9]. Das Hauptanwendungsgebiet war in der Folgezeit der Talsperren-, Felshohlraumbau und die Sicherung von Felsböschungen [8], [34]. Getrennt von der Entwicklung der Felsanker wurden ab 1958 die vorgespannten Anker für Böden entwickelt [48]. Die Hauptanwendung war vor allem die Sicherung von Baugrubenumschließungen, die dadurch ohne störende innere Aussteifungen (die damals vorherrschende Methode) auskamen.

2 Begriffsbestimmungen

2.1 Definitionen

Die Definitionen der für die Ankertechnik notwendigen Begriffe werden in Anlehnung an die ÖNORM B 4455:1992 [38], EN 1537:2000 [39] und EN 1997:2009 [41] vorgenommen. Im folgenden Unterkapitel werden die Begriffsdefinitionen für vorgespannte Anker erläutert und in einem zweiten Unterkapitel die Abgrenzung zu Nägeln und Zugpfählen beschrieben.

Wichtige und oft verwendete Begriffe werden in der folgenden Auflistung noch kurz erläutert:

- Baugrund (Gestein) – umfasst die Begriffe Festgestein und Lockergestein
- Festgestein (Fels) – natürlicher Mineralverband, der diagenetisch verfestigt, kristallisiert oder in anderer Form verbunden ist und ein Festgestein bildet; im Gegensatz zu Lockergestein (Boden) [36].
- Lockergestein (Boden) – natürlich entstandene Ablagerungen, deren Eigenschaften vorwiegend durch die Kornzusammensetzung, die Lagerungsdichte und den Wassergehalt bestimmt sind [36]. In der ÖNORM B 4400-1:2010 werden die Begriffe nichtbindiger und bindiger Boden nicht definiert. DÖRKEN et al. [11] definiert die Begriffe nichtbindiger und bindiger Boden wie folgt:
 - Nichtbindige Böden – liegen im Korngrößenbereich über ca. 0,06 mm. Sie bestehen aus Gesteinstrümmern unterschiedlicher Größe (Stein, Sand und Kies) und bilden ein unzusammenhängendes Haufwerk, da keine Anziehungskräfte zwischen den Körnern wirken. Die Einzelkörner sind mit bloßem Auge erkennbar und verändern sich nicht durch Wasserzugabe.
 - Bindige Böden – sind meist nadel- oder schuppenförmig, liegen im Korngrößenbereich kleiner als 0,06 mm und reichen (beim Ton) bis in einen Bereich der Kolloide ($< 0,002$ mm). Sie bilden dabei ein lockeres Ketten-, Waben- oder Flockengefüge mit großen Hohlräumen (Poren), die mit Wasser (Porenwasser) gefüllt sein können. Die Eigenschaften bindiger Böden ändern sich i.d.R. stark mit dem Wassergehalt.

2.1.1 Vorspannte Anker (Verpressanker)

Anker

Einbauteile, die eine aufgebrachte Zugkraft auf eine tragfähige Schicht im Baugrund übertragen. Ein Anker besteht aus einem Ankerkopf, einer freien Ankerlänge und einer Krafteinleitungslänge, die mit dem Baugrund über einen Verpresskörper verbunden ist [39].

Vorgespannte Anker (Verpressanker)

Ist ein vorgespanntes Zugglied, das einen Bauteil mit dem das Bohrloch umgebenden Gestein kraftschlüssig verbindet [38].

Ankerkopf

Teil des Verpressankers, der die Zugkraft vom Zugglied auf die Auflagerplatte oder das Bauwerk überträgt [39].

Freie Ankerlänge L_{free}

Abstand zwischen dem spannseitigem Ende der Krafteintragungslänge und der Verankerung des Zuggliedes am Ankerkopf [39].

Rechnerische freie Stahllänge L_{app}

Aus der Ankerprüfung errechnete Länge des Zuggliedes zwischen dem Verankerungspunkt des Zuggliedes an der Spannresse und einem Punkt am Zugglied [39].

Freie Stahllänge L_{f}

Länge des Zuggliedes zwischen dem Ankerkopf und dem Anfang der Verankerungslänge des Zuggliedes [39].

Krafterintragungslänge L_{fixed}

Planmäßige Länge eines Ankers, in der die Kraft über einen Verpresskörper auf den umgebenden Baugrund übertragen wird [39].

Verankerungslänge des Zugglieds L_{tb}

Bereich des Zuggliedes, der direkt mit dem Verpresskörper im Haftverbund steht und die aufgebrauchte Zugkraft überträgt [39].

Zugglied

Teil des Verpressankers, der die Zugkraft von der Krafterintragungslänge zum Ankerkopf überträgt [39].

Bohrlochdurchmesser

Durchmesser des Bohrlochs, entsprechend den Bohrkronen oder dem Verrohrungsdurchmesser, ohne Berücksichtigung von Aufweitungen [39].

Charakteristischer innerer Ankerwiderstand

Charakteristische Bruchkraft des Ankerzuggliedes [39].

Verpressmörtel

Erhärtendes Material, das die Kraft vom Zugglied auf den Baugrund in der Krafterintragungslänge überträgt sowie das restliche Bohrloch verfüllen kann und/oder zum Korrosionsschutz beiträgt [39].

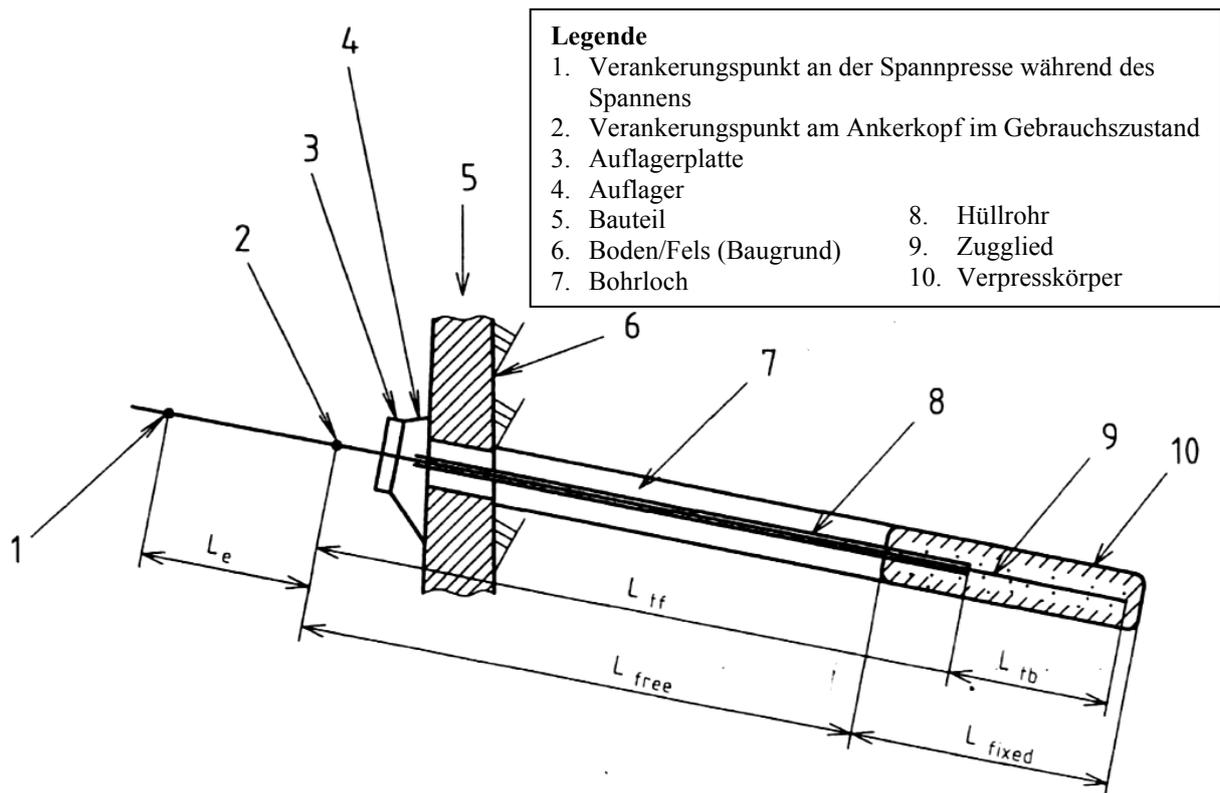


Abb. 2.1: Schema eines vorgespannten Ankers (Verpressankers); ohne Einzelheiten des Ankerkopfes und des Ankerkopfschutzes; aus [39]

Die Definitionen der Begriffe zu den Themen:

- Korrosion (Korrosionsschutzumhüllung, Kurzzeit- und Daueranker) werden in Kapitel 3.5 vorgenommen.
- Ankerprüfung (Untersuchungs-, Eignungs-, Abnahmeprüfung, Prüfkraft, Grenzkriechmaß, kritische Kriechkraft, Vorbelastung, Grenzkraftabfall, Festlegekraft, etc.) werden in Kapitel 5 vorgenommen.

2.1.2 Unterscheidung vorgespannte Anker-Nägels-Zugpfähle

Eine Differenzierung der Begriffe vorgespannte Anker, Nägel und Zugpfähle wird an dieser Stelle vorgenommen, da diese oft vermischt werden, obwohl sie unterschiedliche Systeme des Spezialtiefbaus beschreiben. Ohne eine genaue Differenzierung der Verfahren besteht die Gefahr, dass Nachweis- oder Prüfverfahren angewendet werden, die nicht für die Anwendung von vorgespannten Ankern, Nägeln oder Zugpfählen geeignet sind.

Durch das Festlegen eines durchgehenden Konzeptes werden falsche Zuordnungen vermieden. Dieses umfasst vom statischen System über die Bemessung zur Ausführung und Prüfung alle Phasen der Herstellung von vorgespannten Ankern, Nägeln und Zugpfählen [6]. Eine Gegenüberstellung der wichtigsten Eigenschaften der drei Spezialtiefbausysteme findet sich in Tab. 2.1.

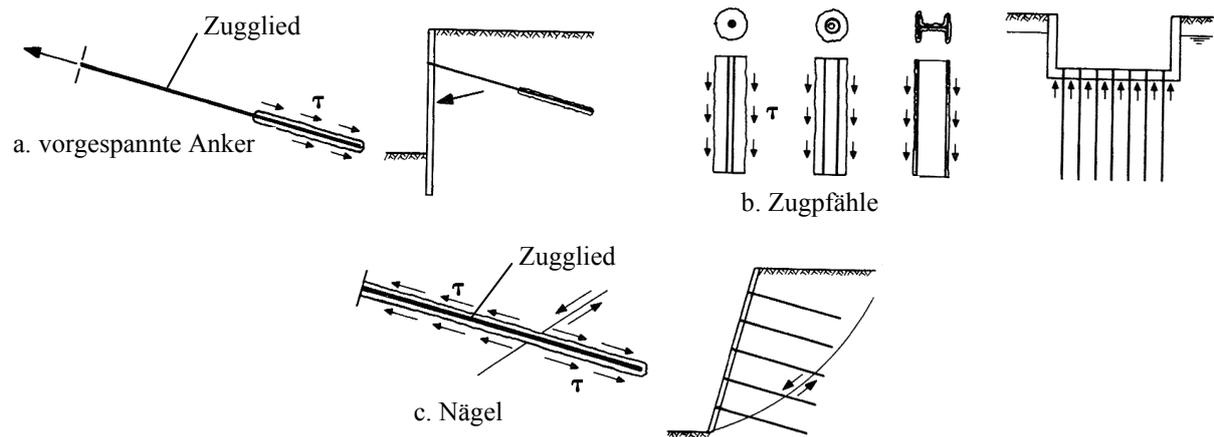


Abb. 2.2: Darstellung eines a. vorgespannten Ankers; b. Zugpfähle; c. Nägel; aus [54]

Vorgespannte Anker (Verpressanker)

Vorgespannte Anker bestehen aus drei Hauptteilen, dem Ankerkopf, dem Zugglied und dem Verpresskörper. Das Stahlzugglied, meist ein Spannstaht oder hochfester Spannstaht, ist zwischen dem Ankerkopf und Verpresskörper frei beweglich und wird nach dem Erhärten des Verpresskörpers vorgespannt (gezogen). Ein vorgespannter Anker dient allein zur Aufnahme von Zugkräften und wird durch Scherbeanspruchungen zerstört.

Nägel

Nägel sind nicht vorgespannte (schlaffe) Zugglieder. Der Boden- oder Felsnagel wird bei der Boden- oder Felsvernagelung über die gesamte Länge des Stahl- oder Kunststoffzugglieds verpresst. Bei genügend engem Raster (max. 1,5 m Achsabstand) und Länge (min. $0,5 \times$ bis $0,6$ -fache Böschungshöhe) der Nägel entsteht hierdurch ein bewehrter Boden- oder Felskörper. Dieser muss jedoch eine hinreichend große Relativverschiebung erfahren, um die schlaff eingebauten Nägel unter Zugspannungen zu setzen und zu aktivieren. Nägel können, ähnlich wie im Holzbau, planmäßig auf Scherung (Schubkräfte) belastet werden (vgl. Abb. 2.2c.). Scherwiderstände dürfen allerdings aus Korrosionsschutzgründen nur bei temporären Vernagelungen berücksichtigt werden, dauerhafte Vernagelungen dürfen nur auf Zugkräfte bemessen werden. Übliche Durchmesser bewegen sich von $\varnothing 16$ mm bis maximal $\varnothing 50$ mm.

Zugpfähle (Mikro-, Verpresspfähle)

Zugpfähle umfassen eine Vielzahl unterschiedlicher Systeme. Sie können aus Betonstabstäben, Walzstahlprofilen, GEWI-Betonstabstäben oder Gusseisenrohren bestehen und gebohrt oder gerammt werden. Sie alle beruhen auf dem selben statischen Tragverhalten, welches dem der Nägel ähnlich ist. Sie sind auf der gesamten Länge mit dem Boden oder Fels kraftschlüssig verbunden und werden erst durch eine Verschiebung in Längsrichtung wirksam. Häufige Anwendungsgebiete sind aus diesem Grund Auftriebssicherungen. Die Bewehrung ist üblicherweise schlaff und wird allseits vor Korrosion geschützt. Übliche Durchmesser für GEWI-Betonstabstäbe sind 32 mm, 40 mm, 50 mm und 63,5 mm.

Mikropfähle könne ähnlich wie vorgespannte Anker bei Beachtung der Unterschiede im Traggliedaufbau, der Bemessung, der Ausführung und Prüfung für Rückverankerungen eingesetzt werden [6]. Siehe hierzu die Unterscheidungen in Tab. 2.1.

Bei Zugpfählen ist die Kopfverschiebung bis zur Aufnahme der Gebrauchslast meist unbekannt. Daher werden meistens vorgespannte Anker dem Einsatz von Zugpfählen vorgezogen.

Messungen an Zugpfählen haben sehr kurze Mobilisierungswege ergeben [24]. Dies begründet sich in der Tatsache, dass Zugpfähle im Vergleich zu Ankern eine wesentlich höhere Dehnsteifigkeit (~ 3 fache Querschnittsfläche von Ankern) aufweisen. Nachteilig ist, dass aufgrund der Verpressung auf der gesamten Länge, ein Teil der verpressten Strecke im aktiven Gleitkeil liegt. Die meisten zugelassenen Zugpfahlssysteme weisen einen einfachen Korrosionsschutz auf.

Tab. 2.1: Unterscheidung zwischen vorgespanntem Anker, Mikropfahl und Nagel; adaptiert nach [6]

Spezialtiefbauverfahren	vorgespannter Anker (Verpressanker)	Nägel	Zugpfahl (Verpress-, Mikropfahl)
Gültige Ausführungsnorm	ÖNORM EN 1537 Ausgabe: 2000-09-01	ÖNORM EN 14490 Ausgabe: 2010-07-15	ÖNORM EN 14199 Ausgabe: 2005-05-01
Tragverhalten	einzelns wirksam vorgespannt aktiv wirksam	im Verbund wirksam schlaff passiv wirksam	einzelns wirksam schlaff passiv wirksam
Belastung des Tragglieds	Zugkräfte in Längsrichtung	Zug- und Querkräfte	Zug-, Druckkräfte
Aktivierung	ohne (wenig) Baugrundverformungen	mit Baugrundverformungen	mit Baugrundverformungen
EA Dehnsteifigkeit	Litze Dehnsteifigkeit ist gleich der von Stabankern	~1/3 von Mikro-PF	~3 fache von Ankern
		Stab ~2/3 von Mikro-PF	~1,5 fache von Ankern
Lastabtragung im aktiven Erdkeil	nein	im Verbund wirksam	ja
Prüfungen Häufigkeit	Abnahmeprüfung bei jedem Anker	ca. 3% geprüft	ca. 3% geprüft
Prüfkraft	~ 1,5 fach	~ 2,0 fach	~ 2,0 fach
Korrosionsschutz	Einfach (Kurzzeitanker) Doppelt (Daueranker)	einfach	i.d.R. einfacher, doppelt bei GEWI-PF möglich

2.2 Normen

Für die Bauindustrie wurden seit 1989 im Zuge der Vereinheitlichung der europäischen Normung die Eurocodes 1 bis 9 (EN 1991 bis EN 1999) erstellt. Diese sollen die verschiedenen Normungen der teilnehmenden Staaten harmonisieren. In den europäischen Normen wird unterschieden zwischen Bauprodukten, Bemessung, Ausführung, Prüfung und Werkvertrag (keine EN Normen). Die derzeit gültigen Normen für die Herstellung vorgespannter Anker (Verpressanker) sind:

- Bemessungsnormen (Eurocodes)
 - Geotechnik – EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
 - Stahlbau – EN 1993: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten
 - Stahlbetonbau – EN 1992: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten
 - Stahl-Beton-Verbundbau – EN 1994: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahl-Beton-Verbundbauten

- Ausführungsnorm – ÖN EN 1537:2000 [39]: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Verpressanker
- Prüfung – ÖN EN ISO 22477-5:2010 [42]: Geotechnische Erkundungen und Untersuchung – Prüfungen von geotechnischen Bauwerken und Bauteilen; Teil 5: Ankerprüfungen (Normenentwurf)

2.3 Zulassungen

In Österreich werden für Anker im Bereich der Bundesstraßen nationale technische Zulassungen, von der Abteilung IV/ST 2 – Technik und Verkehrssicherheit im Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, erteilt. Diese werden bis zum Vorliegen europäischer technischer Spezifikationen (htS) wie harmonisierte europäische Normen (hEN) und europäischer technischer Zulassungen (ETA) erteilt. Voraussetzung für diese Erteilungen sind die normativen Grundlagen (ÖNORM EN 1537:2000 [39], ÖNORM B 1997-1-1:2010 [35] und ETAG 013 [18]) über Anforderungen und Prüfung. Die technische Zulassung wird durchgeführt, um den Eignungsnachweis für ein Ankersystem zu führen, der sonst bei jeder Anwendung als Kurzzeit- und/oder Daueranker zu führen wäre.

In Deutschland werden die technischen Zulassungen für Kurzzeit- und Daueranker vom Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin erteilt.

Eine tabellarische Auflistung der österreichischen technischen Zulassungen für Anker findet sich in Tab. 2.2. Die überwachende Stelle ist in allen aufgelisteten Fällen die TVFA (Technische Versuchs- & Forschungsanstalt GmbH) an der Technischen Universität Wien.

Tab. 2.2: Liste der gültigen Zulassungen für vorgespannte Anker; März 2012; aus [7]

Zulassungsinhaber	Produktname	Produktdetails	Geschäftszahl der Zulassung	Geltungsdauer	Spannverfahren
ANP - System GmbH	ANP - Litzenanker; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, kontrollierbarer Daueranker; optionaler Stufenanker	Zugglied: Y 1770S7-15,3/15,7 und Y 1860S7-15,3/15,7 (140 u. 150 mm ²) mit 2 bis 15 Litzen	BMVIT-327.120/0027-II/ST2/2010	8.Apr.2010 – 5.Mär.2013	ETA-08/0012 Sétra
ANP - System GmbH	ANP - Einstabanker SAS 950; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, Daueranker	Zugglied: Spannstahlstab Y1050H mit Gewinderippung, Ø 18, 26,5, 32, 36, 40 47 mm	BMVIT-327.120/0076-II/ST2/2010 Erweiterung und Verlängerung von BMVIT-327.120/0044-II/ST2/2010	22.Mär.2011 – 14.Dez.2015	ETA-05/0122 OIB
ANP - System GmbH	ANP – Einstabanker SAS 670 für Boden und Fels; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, Daueranker	Zugglied: Stabstahl (Betonstahl) für die Geotechnik S 670/800 mit Gewinderippung, Ø 18, 22, 25, 28, 30, 35, 43, 57,5, 63,5 mm	BMVIT-327.120/0012-II/ST2/2011	8.Apr.2011 – 8.Apr.2016	Systemzulassung
DSI Dywidag-Systems International GmbH	Stabspannstahlanker; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, Daueranker	Zugglied: Spannstahlstab Y1050H mit Gewinderippung, Ø 26,5, 32, 36, 40, 47 mm	BMVIT-327.120/0053-II/ST2/2011 Nachfolge und Erweiterung von BMVIT-327.120/0030-II/ST2/2008	20.Dez.2011 – 18.Sep.2015	ETA-05/0123 OIB
DSI Dywidag-Systems International GmbH	DYWIDAG-Litzenanker; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, Daueranker; optionaler Stufenanker	Zugglied: Y 1770S7-15,3/15,7 und Y 1860S7-15,3/15,7 (140 u. 150 mm ²) mit 2 bis 15 Litzen	BMVIT-327.120/0054-II/ST2/2011 Nachfolge von BMVIT-327.120/0045-II/ST2/2008	7.Dez.2011 – 13.Jän.2016	ETA-06/0022 DIBt
Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH	Kontrollierbarer Litzenanker VSL F150, siehe Abb. 3.2	Zugglied: Y 1770S7-15,3/15,7 und Y 1860S7-15,3/15,7 (140 u. 150 mm ²) mit 3 bis 12 Litzen	BMVIT-327.120/0061-II/ST2/2011 Nachfolge von BMVIT-327.120/0041-II/ST2/2007	9.Jän.2012 – 31.Mär.2016	ETA-06/0006 Sétra
Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH	Litzenanker, VSL F150 Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, optionaler Stufenanker	Zugglied: Y 1770S7-15,3/15,7 und Y 1860S7-15,3/15,7 (140 u. 150 mm ²) mit 2 bis 12 Litzen	BMVIT-327.120/0001-II/ST2/2012 Nachfolge von BMVIT-327.120/0065-II/ST2/2010	14.Mär.2012 – 31.Mär.2016	ETA-06/0006 Sétra
Keller Grundbau Ges.m.b.H.	KELLER-Litzenanker; Kurzzeitanker, erweiterter Korrosionsschutz, kontrollierbarer Daueranker; optionaler Mehrfachanker	Zugglied: Zugglied: Y 1770S7-15,3/15,7 und Y 1860S7-15,3/15,7 (140 u. 150 mm ²) mit 2 bis 15 Litzen	BMVIT-327.120/0022-II/ST2/2009	17.Jun.2009 – 9.Aug.2012	ETA-07/0035 Sétra
Stahlwerk Annahütte Max Aicher GmbH&Co.K G	Einstabanker für Boden und Fels, System SAS 670; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, Daueranker	Zugglied: Stabstahl (Betonstahl) für die Geotechnik S 670/800 mit Gewinderippung, Ø 18, 22, 25, 28, 30, 35, 43, 57,5, 63,5 mm	BMVIT-327.120/0001-II/ST2/2011 Verlängerung von BMVIT-327.120/0043-II/ST2/2005	9.Mär.2011 – 9.Mär.2016	Systemzulassung
Stahlwerk Annahütte Max Aicher GmbH&Co.K G	Einstabanker SAS 950; Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz, Daueranker	Zugglied: Spannstahlstab Y1050H mit Gewinderippung, Ø 18, 26,5, 32, 36, 40, 47 mm	BMVIT-327.120/0020-II/ST2/2011	24.Mai.2011 - 14.Dez.2015	ETA-05/0122 OIB

3 Konstruktion vorgespannter Anker

Vorgespannte Anker (Verpressanker) sind Konstruktionen, bei denen ein fels- oder erdseitiger Verpresskörper im Baugrund und ein Ankerkopf auf der Luftseite eines Fels- oder Erdkörpers mit einem vorgespannten frei beweglichem Zugglied verbunden wird.

Im Rahmen dieser Arbeit werden vorgespannte Anker analysiert, bei denen das Zugglied frei beweglich ist. Diese werden in der Literatur oft als Freispielanker bezeichnet. Bei Freispielankern gibt es immer eine freie Stahllänge L_{free} (Abb. 3.1), die zwischen Bohrlochwand und Zugglied nicht oder mit einem elastischem bis plastischem Material verfüllt wird. Wichtig ist, dass sich das Zugglied bei Lastzu- und/oder Lastabnahmen frei bewegen kann. So kann das Zugglied elastisch auf die Aufbringung der Vorspannung und Lastveränderungen reagieren. Das Tragverhalten wird in Kap. 6 genauer erläutert.

Anker mit freier Ankerlänge, sog. Freispielanker unterscheiden sich in ihrem Tragverhalten stark von Ankersystemen, die auf der freien Ankerlänge mit einem erhärtenden Material (Zement) verfüllt werden. Bei ihnen ist nach der Verfüllung keine elastische Reaktion des Zugglieds auf Lastveränderungen möglich. Diese werden als blockierte Anker bezeichnet und sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Die Konstruktion eines vorgespannten Ankers wird in folgende wesentliche Bauteile unterteilt:

- Ankerkopf, siehe Kap. 3.2
- Zugglied, siehe Kap. 3.3
- Verpresskörper, siehe Kap. 3.4

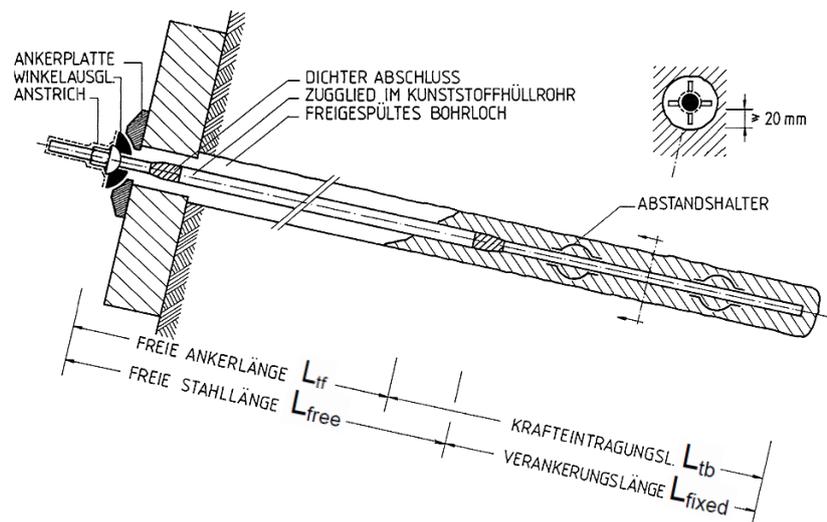


Abb. 3.1: Konstruktionsprinzip eines vorgespannten Ankers am Beispiel eines Einstab-Verbundankers, ausgeführt als Kurzzeitanker; aus [54]

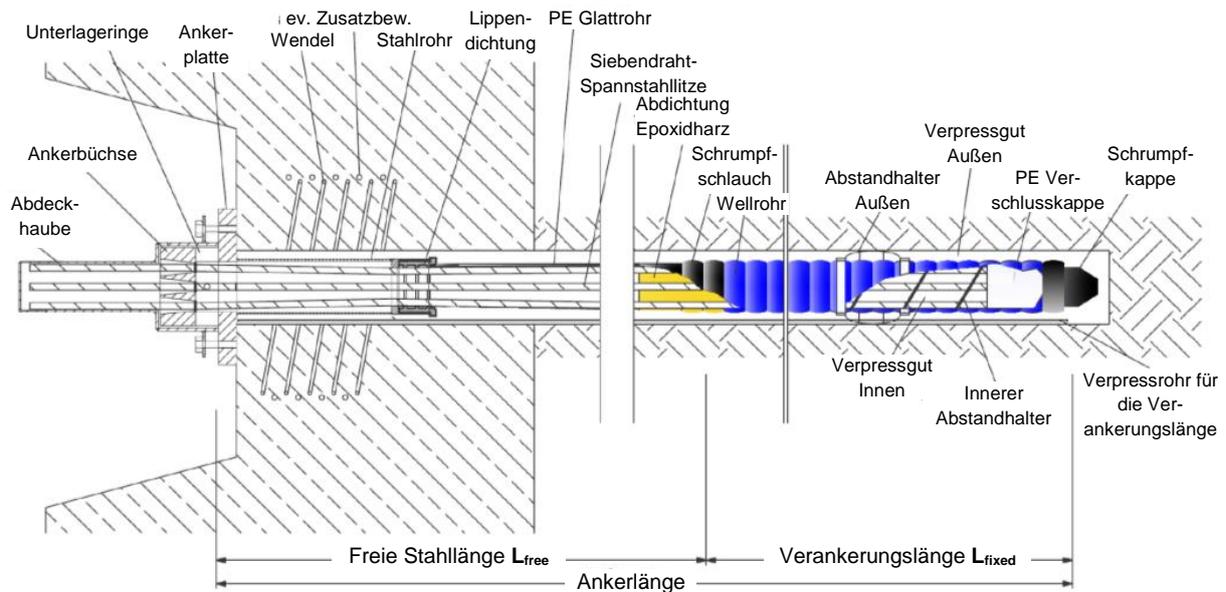


Abb. 3.2: Konstruktion eines vorgespannten Ankers am Beispiel eines Litzen-Verbundankers, ausgeführt als Daueranker; aus [21]

3.1 Bauarten

Die Bauarten vorgespannter Anker können nach Art der Krafteinleitung in den Baugrund, der Art des Stahlzugliedes und der vorgesehenen Einsatzzeit unterschieden werden, adaptiert nach [54]:

- Art der Krafteinleitung in den Baugrund
 - Verbundanker (Kap. 3.1.1) – Krafteintragung über den Verpresskörper in den Baugrund von der Luftseite.
 - Druckrohranker (Kap. 3.1.2) – Krafteintragung über den Verpresskörper in den Baugrund von der Baugrundseite.
 - Anker mit aufweitbaren Verpresskörpern – Krafteintragung durch Formschluss über einen Metallbalg, der mit Zementsuspension aufgeweitet wird.
- Art des Stahlzugliedes (Kap. 3.3.1)
 - Einstabanker
 - Litzenanker
 - Bündelanker
- Vorgesehene Lebensdauer
 - ≤ 2 Jahre – einfacher Korrosionsschutz (Kap. 3.5.1)
 - > 2 Jahre – doppelter Korrosionsschutz (Kap. 3.5.2)

3.1.1 Verbundanker

Bei Verbundankern ist der Verpresskörper über die gesamte Krafteinleitungsstrecke mit dem Stahlzuglied (Einstab oder Litzen) verbunden, siehe Abb. 3.1 und Abb. 3.2. Durch den Verbund wird bei der Dehnung des Stahlzugliedes auch der Verpresskörper gedehnt, wodurch Querrisse entstehen. Diese stellen eine Fehlstelle im Korrosionsschutz in diesem Bereich dar. Bei Dauerankern sind diese Querrisse ein Hauptproblem, weswegen hier besondere Maßnah-

men wie z.B. gerippte oder gewellte Kunststoffhüllrohre zusätzlich in der Verpressstrecke eingebaut werden, siehe Abb. 3.2. Ein Nachspannen oder Nachlassen ist problemlos möglich. In Österreich sind derzeit alle zugelassenen Ankersysteme Verbundanker und werden auch international am häufigsten verwendet.

3.1.2 Druckrohranker

Bei Druckrohrankern wird das Zugglied durch ein geripptes Stahlrohr in der Verpressstrecke hindurch bis zum tiefsten erdseitigen Punkt des Ankers geführt, siehe Abb. 3.3. Erst dort wird die Verbindung des Zugglieds mit dem Stahlrohr hergestellt (z.B. bei Einstabankern eine Schraubverbindung). So wird die Ankerkraft nicht von der Luftseite in den Verpresskörper übertragen sondern von der Erdseite. Dies hat zur Folge, dass der Verpresskörper nur unter Druckspannungen steht. Es entstehen dadurch keine korrosionsempfindlichen Querrisse. Die Konstruktion von Druckrohrankern ist deutlich aufwendiger als bei Verbundankern und daher werden sie hauptsächlich für Daueranker eingesetzt. In Österreich sind derzeit keine Druckrohranker zugelassen.

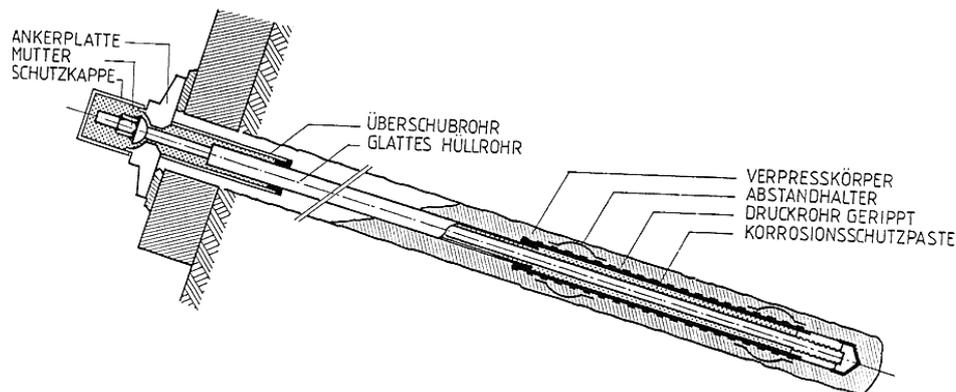


Abb. 3.3: Konstruktionsprinzip eines vorgespannten Ankers am Beispiel eines Einstab-Druckrohrankers, als Daueranker; aus [54]

3.2 Ankerkopf

Der Ankerkopf ist im Endzustand der einzige sichtbare Teil des Ankers und stellt dessen Abschluss dar. Er ist für die Übertragung der Ankerkräfte auf die verankerte Konstruktion zuständig. Im Zugglied (Einstab-, Bündel- oder Litzenanker) dürfen keine „Nebenspannungen“ (Spannungen aus Momenten) auftreten. Die Ankerköpfe sind deshalb so ausgebildet, dass sich nicht planmäßige Winkelabweichungen der Auflagerflächen ausgleichen lassen. Dies passiert z.B. mit Kugelkalotten oder Keilscheiben.

Der Ankerkopf dient zur Auflage der Spannvorrichtung und muss statisch alle Spannzustände auf den Anker übertragen können. Diese umfassen das Vorspannen, Prüfen, Festlegen, Nachlassen, Entspannen und Nachspannen. Die charakteristische Bruchkraft des Zugglieds P_{tk} muss übertragen werden können.

Die verschiedenen Konstruktionsprinzipien in Abhängigkeit vom Zugglied sind in Abb. 3.4, Abb. 3.1 und Abb. 3.2 dargestellt. In der Praxis haben sich zwei verschiedene Arten von Ankerköpfen durchgesetzt:

Gewindemuttern bei Einstabankern

Bei Einstabankern wird die Kraft mit Gewindemuttern auf den Ankerkopf übertragen (für Spannstähle mit Rechtsgewinde, für Baustähle mit Linksgewinde), siehe Abb. 3.4a. und Abb. 3.1. Sie sind einfach nachspann- oder nachlassbar, schlupfarm und verbinden das Gewinde des Zugliedes mit dem Kopfteil.

Klemmkeile in Ankerbüchsen bei Litzen- und Bündelankern

Bei Litzen- und Bündelankern wird die Kraft mit Klemmkeilen in Ankerbüchsen (Keilträgern) übertragen, siehe Abb. 3.4b. und c. und Abb. 3.2. Die nachträgliche Kraftregulierung ist etwas heikler als bei Einstabankern, da die Keile durch den Keilbiss eine Kerbwirkung hervorrufen, siehe Abb. 3.5. Diese Kerben stellen Sollbruchstellen dar und dürfen bei einem eventuellen Neuspannen nicht innerhalb der freien Ankerlänge L_{tf} (Abb. 3.1) liegen.

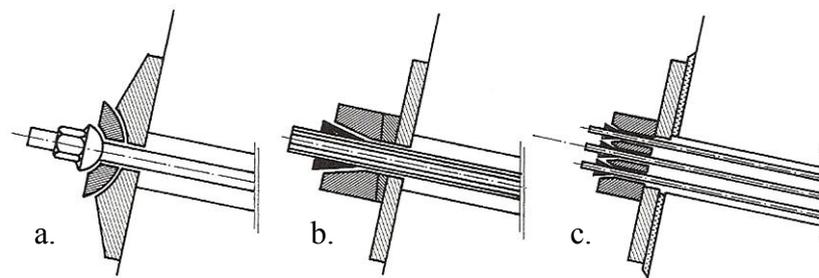


Abb. 3.4: Kopfausbildung bei vorgespannten Ankern;
a. Einstabanker mit Gewindemutter und Kugelkalotte;
b. Bündelanker mit Verkeilung des Bündels und Keilscheibe;
c. Litzenanker mit Verkeilung der Einzellitze und Ankerplatte im Mörtelbett; aus [54]

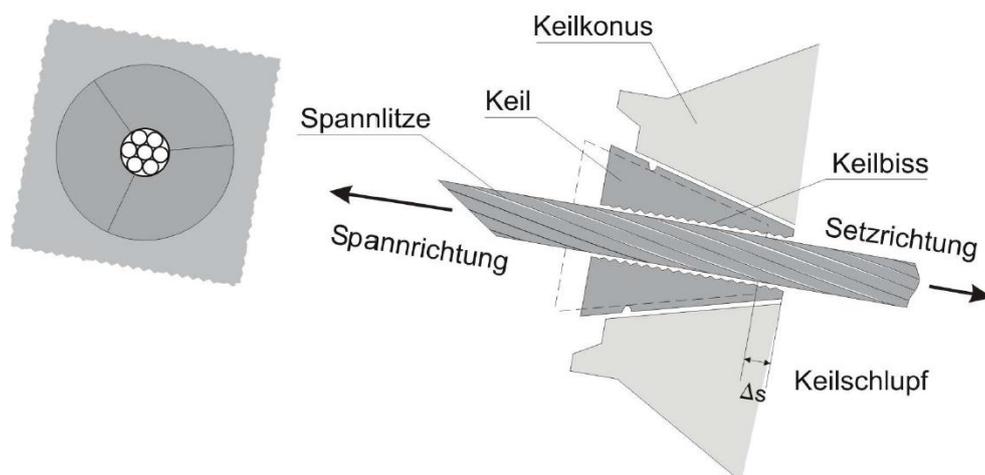


Abb. 3.5: Schematische Darstellung einer Spannlitze beim Spann- bzw. Verankerungsvorgang; Keilbiss und Keilschlupf; aus [1]

3.3 Zugglied

Für Zugglieder werden im Allgemeinen Spannstähle mit einer bauaufsichtlichen Zulassung (Kap. 2.3) verwendet. Sie dienen der Zugkraftübertragung zwischen Ankerkopf und Verpresskörper und müssen sich auf der freien Stahllänge L_{free} (Abb. 3.1) im Hüllrohr frei dehnen können (freier Anker oder Freispielanker). Für die Querverschiebung von Klufkörpern (insbesondere bei Felsankern) ist zu beachten, dass die Bewegungsfreiheit im Hüllrohr nicht eingeschränkt wird.

3.3.1 Spannstahl

Es werden bevorzugt hochfeste Spannstähle verwendet. So können kleine Stahlquerschnitte und Bohrdurchmesser verwendet werden, die die hohe Tragfähigkeit des Verpresskörpers ausnutzen. Im Vergleich zu konventionellen Baustählen (z.B. BSt550), ist jedoch durch die kleinen Durchmesser die Dehnsteifigkeit deutlich kleiner. Dies macht sich in deutlich größeren Dehnwegen bemerkbar. Aus diesem Grund sind nicht vorgespannte Anker nicht sinnvoll. Die Zugglieder vorgespannter Anker aus Spannstählen werden in Einstab-, Litzen- oder Bündelanker unterschieden.

Einstabanker

Die Einstabanker werden aus Rundstahl mit warm aufgewalzten, groben Gewinderippen hergestellt. Diese werden als durchgehende Rechtsgewinde aufgewalzt, im Gegensatz zu Baustählen (GEWI Stähle Linksgewinde). Das durchgehende Gewinde ermöglicht die einzelnen Stangen beliebig zu koppeln oder zu kürzen und fördert zudem den Verbund mit dem Verpresskörper. Die Ankerkräfte können durch Abhebeversuche kontrolliert werden.

Nachteile beim Einbau von Einstabankern ergeben sich unter beengten Platzverhältnissen durch die Stangenform. Dadurch ist ein mehrfaches Koppeln notwendig, das sich wiederum nachteilig auf den Korrosionsschutz auswirkt. Zusätzlich ist man mit den Ankerkräften auf die Durchmesser beschränkt, siehe Tab. 3.1.

Die in Österreich zugelassenen Einstabankersysteme für Kurzzeitanker, erweiterter Kurzzeiteinsatz und Daueranker sind in Tab. 2.2 aufgelistet. In der Schweiz sind beispielsweise keine Einstabanker als Daueranker zugelassen.

Tab. 3.1: Bemessungswerte der Materialwiderstände für Einstabanker; nach [49] und [3]

Durchmesser [mm]	char. Streckgrenze / char. Zugfestigkeit [N/mm ²]	Kraft an der 0,2 / 0,1 % Dehngrenze [kN]	Bemessungswert der Ankerkraft [kN]	Bemessungswert nach Schadensklasse $R_{t,d} = R / \eta^{+)}$		
				[kN]	[kN]	[kN]
\emptyset	$R_{p0,2}/R_m$	$F_{p0,2}$	$R = F_{p0,2} / \gamma_S^{*})$	CC 1	CC 2	CC 3
18,0	670/800	170	148	148	134	124
22,0	-	255	221	222	202	185
25,0	-	329	286	286	260	238
28,0	-	413	359	359	326	299
30,0	-	474	412	412	375	343
35,0	-	645	561	561	510	467
43,0	-	973	846	846	769	705
57,5	-	1.740	1.513	1.513	1.375	1.261
63,5	-	2.122	1.845	1.845	1.677	1.538
\emptyset	$R_{p0,1}/R_m$	$F_{p0,1}$	$R = F_{p0,1} / \gamma_S^{*})$	CC 1	CC 2	CC 3
18,0	950/1.050	230	200	200	182	167
26,5	-	525	457	457	415	380
32,0	-	760	661	661	601	551
36,0	-	960	835	835	759	696
40,0	-	1.190	1.035	1.035	941	862
47,0	-	1.650	1.435	1.435	1.304	1.196

^{*)} $\gamma_S = 1,15$ Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl lt. ÖNORM EN 1992-1-1 [40]

⁺⁾ $\eta = 1,0$ für CC 1; $\eta = 1,1$ für CC 2; $\eta = 1,2$ für CC 3; lt. ÖNORM B 1997-1-1 [35]

Litzenanker

Die Litzenanker bestehen aus 2 bis 15 Litzen, die wiederum aus jeweils 7 verseilten Einzelspanndrähten bestehen. Es bilden also immer mehrere Litzen zusammen ein Stahlzugglied. Dies hat den Vorteil, dass man nur einen Litzendurchmesser benötigt und mit der Variation der Litzenanzahl die erforderlichen Ankerkräfte wirtschaftlich herstellen kann. Die Litzen werden gerollt geliefert und vor Ort oder im Werk auf die erforderliche Länge abgeschnitten. Die Vorteile der Litzenanker sind die hohen Stahlzugfestigkeiten und die dadurch erreichbaren hohen Ankerkräfte bei kleinem Bohrlochdurchmesser. Der Einbau ist unter beengten Platzverhältnissen (Schächte, etc.) durch die Lieferung als aufgerollte Ware möglich. Ein Koppeln der Litzen ist zwar theoretisch möglich, macht jedoch viele Einbauvorteile hinfällig (großer Durchmesser der Koppelteile). Daueranker werden meistens als Litzenanker ausgeführt.

Tab. 3.2: Bemessungswerte der Materialwiderstände für Litzenanker 15,3; nach [14]

Litzen- anzahl [pce.]	char. Streck- grenze / char. Zugfestigkeit [N/mm ²]	Kraft an der 0,1 % Dehn- grenze [kN]	Bemessungs- wert der Ankerkraft [kN]	Bemessungswert nach Schadensklasse $R_{t,d} = R / \eta^{+}$		
				[kN]	[kN]	[kN]
Y1770 S7 – 15,3 mm $F_{pk} = 248 \text{ kN}$ $F_{p0,1k} = 218 \text{ kN}$ $S_0 = 140 \text{ mm}^2$						
	$R_{p0,1k}/R_{mk}$	$F_{p0,1k}$	$R = F_{p0,1k}/\gamma_S^{*})$	CC 1	CC 2	CC 3
2	1.570/1.770	436	379	379	345	316
3	-	654	569	569	517	474
4	-	872	758	758	689	632
5	-	1.090	948	948	862	790
6	-	1.308	1.137	1.137	1.034	948
7	-	1.526	1.327	1.327	1.206	1.106
8	-	1.744	1.517	1.517	1.379	1.264
9	-	1.962	1.706	1.706	1.551	1.422
10	-	2.180	1.896	1.896	1.723	1.580
11	-	2.398	2.085	2.085	1.896	1.738
12	-	2.616	2.275	2.275	2.068	1.896
13	-	2.834	2.464	2.464	2.240	2.054
14	-	3.052	2.654	2.654	2.413	2.212
15	-	3.270	2.843	2.843	2.585	2.370
Y1860 S7 – 15,3 mm $F_{pk} = 260 \text{ kN}$ $F_{p0,1k} = 229 \text{ kN}$ $S_0 = 140 \text{ mm}^2$						
	$R_{p0,1k}/R_{mk}$	$F_{p0,1k}$	$R = F_{p0,1k}/\gamma_S^{*})$	CC 1	CC 2	CC 3
2	1670/1.860	458	398	398	362	332
3	-	687	597	597	543	498
4	-	916	797	797	724	664
5	-	1.145	996	996	905	830
6	-	1.374	1.195	1.195	1.086	996
7	-	1.603	1.394	1.394	1.267	1.162
8	-	1.832	1.593	1.593	1.448	1.328
9	-	2.061	1.792	1.792	1.629	1.493
10	-	2.290	1.991	1.991	1.810	1.659
11	-	2.519	2.190	2.190	1.991	1.825
12	-	2.748	2.390	2.390	2.172	1.991
13	-	2.977	2.589	2.589	2.353	2.157
14	-	3.206	2.788	2.788	2.534	2.323
15	-	3.435	2.987	2.987	2.715	2.489

*) $\gamma_S = 1,15$ Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl lt. ÖNORM EN 1992-1-1 [40]+) $\eta = 1,0$ für CC 1; $\eta = 1,1$ für CC 2; $\eta = 1,2$ für CC 3; lt. ÖNORM B 1997-1-1 [35]

Tab. 3.3: Bemessungswerte der Materialwiderstände für Litzenanker 15,7; nach [21]

Litzen- anzahl [pce.]	char. Streck- grenze / char. Zugfestigkeit [N/mm ²]	Kraft an der 0,1 % Dehn- grenze [kN]	Bemessungs- wert der Ankerkraft [kN]	Bemessungswert nach Schadensklasse $R_{t,d} = R / \eta^{+}$		
				[kN]	[kN]	[kN]
Y1770 S7 – 15,7 mm $F_{pk} = 266 \text{ kN}$ $F_{p0,1k} = 234 \text{ kN}$ $S_0 = 150 \text{ mm}^2$						
	$R_{p0,1k}/R_{mk}$	$F_{p0,1k}$	$R = F_{p0,1k}/\gamma_S^{*})$	CC 1	CC 2	CC 3
3	1.570/1.770	702	610	610	555	508
4	-	936	814	814	740	678
5	-	1.170	1.017	1.017	925	848
6	-	1.404	1.221	1.221	1.110	1.018
7	-	1.638	1.424	1.424	1.295	1.187
8	-	1.872	1.628	1.628	1.480	1.357
9	-	2.106	1.831	1.831	1.665	1.526
10	-	2.340	2.035	2.035	1.850	1.696
11	-	2.574	2.238	2.238	2.035	1.865
12	-	2.808	2.442	2.442	2.220	2.035
Y1860 S7 – 15,7 mm $F_{pk} = 279 \text{ kN}$ $F_{p0,1k} = 246 \text{ kN}$ $S_0 = 150 \text{ mm}^2$						
	$R_{p0,1k}/R_{mk}$	$F_{p0,1k}$	$R = F_{p0,1k}/\gamma_S^{*})$	CC 1	CC 2	CC 3
3	1670/1.860	738	642	642	584	535
4	-	984	856	856	778	713
5	-	1.230	1.070	1.070	973	892
6	-	1.476	1.283	1.283	1.166	1.069
7	-	1.722	1.497	1.497	1.361	1.248
8	-	1.968	1.711	1.711	1.555	1.426
9	-	2.214	1.925	1.925	1.750	1.604
10	-	2.460	2.139	2.139	1.945	1.783
11	-	2.706	2.353	2.353	2.139	1.961
12	-	2.952	2.567	2.567	2.334	2.139

*) $\gamma_S = 1,15$ Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl lt. ÖNORM EN 1992-1-1 [40]

+*) $\eta = 1,0$ für CC 1; $\eta = 1,1$ für CC 2; $\eta = 1,2$ für CC 3; lt. ÖNORM B 1997-1-1 [35]

Bündelanker

Die Bündelanker bestehen aus runden gerippten vergüteten Spannstählen, Nenndurchmesser: 12 mm (Stahlgüte Y1570), die je nach Bedarf zu Zuggliedern aus 3 bis 12 Einzelstäben zusammengefasst werden [54]. In Österreich und Deutschland sind zurzeit keine Bündelanker zugelassen.

3.3.2 Sonderbaustoffe

Für besondere Anwendungen können gelegentlich Sonderbaustoffe zum Einsatz kommen. Diese sind:

- Edelstahl
- Glasfaser
- Aramid oder Kohlefaser

3.4 Verpresskörper

Die Aufgabe des Verpresskörpers ist es, die Ankerkraft vom Zugglied in den Baugrund zu übertragen. Die Herstellung des Verpresskörpers erfolgt durch Verpressen einer Zementsuspension bzw. Kunstharz, wodurch ein radial verspannter zylindrischer Verpresskörper hergestellt wird, der in seiner Mantelfläche die Ankerkräfte über Schubspannungen überträgt.

Die erforderliche Länge eines Verpresskörpers ist stark vom Baugrund abhängig. Sie bewegt sich jedoch meist im Bereich von 4 bis 8 m (max. 10 m), da bei größeren Verpresskörperlängen die in der Mantelfläche übertragbare Schubspannung stark vermindert wird. Bei Verbundankern wird bei einer Verlängerung des Verpresskörpers auf der Erdseite (Baugrundseite) nur mehr eine geringe Steigerung der übertragbaren Lasten erreicht. Bei Druckrohrankern ist der Effekt analog zu den Verbundankern.

Die übertragbare Ankerkraft kann generell durch Nachverpressen deutlich erhöht werden.

Verpresskörper aus Zementstein sind in der Regel je nach Ankerkraft, Zementsorte und Baugrundaggressivität nach 5 bis 7 Tagen zum Vorspannen bereit. Der Vorteil von Kunstharz (z.B. Polyurethanharz) liegt in seiner schnellen Aushärtung. So kann der Verpresskörper schon wenige Stunden nach dem Einbau belastet werden. In stark zerklüftetem Fels, wenn das Verpressgut unkontrolliert in die Klüfte abfließt oder bei hohen Ankerkräften, besteht die Möglichkeit einer Vorinjektion, die vor dem Einbau wieder aufgebohrt wird.

3.5 Korrosionsschutz

Stahl ist das geeignetste Material für vorgespannte Anker im Boden. Wie in Kapitel 3.3 beschrieben gibt es andere Materialien die jedoch aus mangelnder Wirtschaftlichkeit nur bei Sonderanwendung eingesetzt werden. Stahl hat jedoch den Nachteil das er korrodiert, wodurch die Tragfähigkeit reduziert wird.

Der Korrosionsschutz ist daher ein elementarer Bestandteil der Ankerherstellung. Es wird in der EN 1537:2000 [39] unterschieden in:

- Kurzzeitanker – Anker mit einer geplanten Lebensdauer von weniger als zwei Jahren
- Daueranker – Anker mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als zwei Jahren

Die Erfahrungen an Kurzzeit- und Dauerankern zeigen, dass mit den zugelassenen Systemen von Kurzzeit- und Dauerankersystemen ein zuverlässiger Schutz gegen Korrosion erreicht werden kann. Auftretende Korrosionsmängel an vorgespannten Ankern sind somit nicht systembedingt sondern meist durch Ausführungsmängel verursacht.

3.5.1 Kurzzeitanker

Bei Kurzzeitankern mit einer geplanten Lebensdauer unter zwei Jahren wird ein einfacher Korrosionsschutz gefordert.

Dieser wird im Bereich der freien Stahllänge l_{tf} durch ein Sammelrohr aus Kunststoff (i.d.R. Polyethylen) oder Stahl mit einer Endabdichtung gegen Wassereintritt, gewährleistet. Bei Litzenankern gibt es zusätzlich die Möglichkeit jede Litze einzeln in einem Kunststoffhüllrohr zu führen. Ist ein erweiterter Kurzzeiteinsatz oder ein für aggressive Bedingungen geeig-

ner Korrosionsschutz gefordert, werden die Kunststoffverrohrungen für die einzelnen Zugglieder oder das Sammelrohr vollständig mit Korrosionsschutzmasse (Petroleum- und Mineralölprodukte) verfüllt. Die Mindestwanddicke eines außen liegenden gerippten Hüllrohres, das ein oder mehrere Zugglieder umhüllt betragen nach EN 1537:2000 [39]:

- 1,0 mm für Innendurchmesser ≤ 80 mm
- 1,5 mm für Innendurchmesser > 80 mm bis ≤ 120 mm
- 2,0 mm für Innendurchmesser > 120 mm

Bei Stabanker kann für den Kurzzeiteinsatz eine Abrostrate vorgesehen werden. Dieser Opferzuschlag muss genügend groß sein, um eine ausreichende Sicherheit gegen den Querschnittsverlust durch die Korrosion zu bieten.

Im Bereich der Verankerungslänge l_{tb} wird der Korrosionsschutz durch eine Zementsteinüberdeckung von mindestens 10 mm nach EN 1537:2000 [39] erreicht.

Der Ankerkopf kann im Falle, dass er zugänglich bleibt und daher eine Neubeschichtung möglich ist, mit Korrosionsschutzmassen und eventuell damit getränkter Binde beschichtet werden. Ist er nicht mehr zugänglich, ist eine Schutzkappe aus Metall oder Kunststoff anzubringen und bei eventuell geforderter erweiterter Einsatzdauer oder aggressiven Bedingungen mit Korrosionsschutzmasse zu verfüllen.

3.5.2 Daueranker

Bei Dauerankern mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als zwei Jahren wird ein doppelter Korrosionsschutz gefordert. Es ist also ein durchgehender doppelter Schutz über die gesamte Länge (Ankerkopf, freie Stahllänge l_{tf} und Verankerungslänge l_{tb}) des vorgespannten Ankers vorzusehen. Das heißt, wenn die äußere Korrosionsschutzschicht beschädigt wird, muss die innere Schicht die Beeinträchtigung des Ankers während der gesamten Lebensdauer verhindern.

Dies wird im Bereich der freien Stahllänge l_{tf} meist durch zwei Kunststoffhüllrohre sichergestellt. Das innere Kunststoffhüllrohr ist meist mit Korrosionsschutzmasse oder Zementmörtel verfüllt.

Im Bereich der Verankerungslänge l_{tb} wird der Korrosionsschutz durch:

- Ein geripptes Kunststoffhüllrohr mit einer Zementmörtelschicht zwischen Stahlzugglied (Zugglieder) und Kunststoffhüllrohr von mind. 5 mm Dicke und einer max. Rissbreite von 0,1 mm bei Gebrauchslast, siehe Abb. 3.2. Außerhalb des Hüllrohres muss die Zementsteinüberdeckung mind. 10 mm betragen. Wenn der Korrosionsschutz nicht nachgewiesen werden kann, muss die Unversehrtheit der gerippten Kunststoffhüllrohres mit Versuchen (z.B. Messung des elektrischen Widerstands) überprüft werden.
- Zwei konzentrisch gerippte Kunststoffhüllrohre. Das Verpressen erfolgt mit Zementmörtel oder Kunstharz.

Im Bereich des Ankerkopfes ist ebenfalls ein lückenloser Korrosionsschutz erforderlich, da die meisten Schadensfälle in diesem Bereich auftreten [55].

3.5.3 Oberflächen- und Lochkorrosion

Gleichmäßiger Flächenabtrag durch Korrosion ist für Anker relativ unkritisch, kommt allerdings in der Praxis auch kaum vor. Gefährlicher ist der lokale Abtrag durch Lochkorrosion [54].

Oberflächenkorrosion

Die Oberflächenkorrosion findet an der Oberfläche statt. Anode und Kathode befinden sich dicht nebeneinander und sind räumlich kaum zu unterscheiden, siehe Abb. 3.6a). Auslöser sind das Vorhandensein eines ausreichenden hohen Gehaltes an Luftfeuchtigkeit und Sauerstoff der Luft. Die Intensität des Angriffs hängt primär von der Luftfeuchtigkeit ab und tritt an allen ungeschützten Stahlflächen auf.

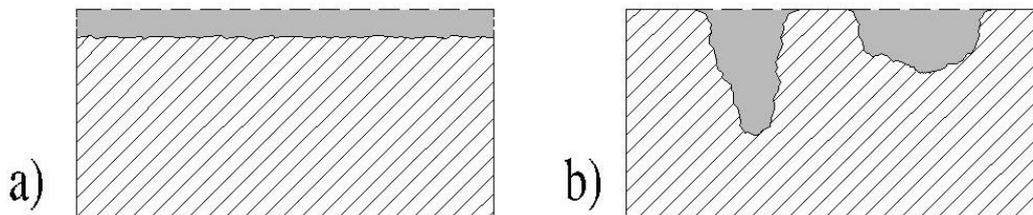


Abb. 3.6: a) Oberflächenkorrosion b) Lochkorrosion; adaptiert nach [54]

Lochkorrosion

Lochkorrosion (Lochfraß, Muldenkorrosion oder Narbenkorrosion) entsteht, wenn unterschiedliche Potentiale an der Oberfläche auftreten und somit durch anodische Reaktion eine punktuell starke Beschleunigung der Erosion von Eisen-Ionen stattfindet. Zusätzlich beschleunigen eventuell unverbrauchte Chlor-Ionen diesen Vorgang [56]. Die Anode ist die Oberfläche oder das Loch, wo das Eisen in Lösung geht. Die gesamte übrige Oberfläche wirkt als Kathode und wird nicht bis sehr wenig angegriffen, siehe Abb. 3.6b).

3.5.4 Spannungsrisskorrosion und Wasserstoffversprödung

Die Korrosion an Rissen wie die Spannungsrisskorrosion und die Wasserstoffversprödung (wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion) sind äußerst gefährlich, da sie mit freiem Auge an der Oberfläche nicht zu erkennen sind.

Spannungsrisskorrosion

Die Spannungsrisskorrosion ist in der Ankertechnik für Zugglieder von Bedeutung. Sie wird durch die hohe Beanspruchung (Zugspannung) und das Einwirken eines Korrosionsmittels (Nitrate, Chloride) erst möglich. Es sind an der Oberfläche keine Korrosionsprodukte sichtbar, deshalb ist sie besonders gefährlich.

Drei Bedingungen sind nach KNOBLAUCH, SCHNEIDER [29] an das Auftreten der Spannungsrisskorrosion geknüpft:

- i. Der Stahl muss eine bestimmte Anordnung von Lokalelektroden bilden (kleine Anode einer größeren Kathode dicht benachbart).
- ii. Der Elektrolyt muss auf die mikroskopisch kleine Anode und Kathode wirksam sein.
- iii. Eine äußere Zugspannung muss die Bildung von Lokalelementen fördern. Hierbei wird zwischen interkristalliner und transkristalliner Spannungsrisskorrosion unterschieden.

Interkristalline Spannungsrisse bilden sich entlang der Korngrenzen, siehe Abb. 3.7a. Es findet anfangs eine Oberflächenkorrosion mit Abtragungen von Material an den Korngrenzen statt. Durch die verstärkte Korrosion an den Korngrenzen schreitet demnach die Korrosion sehr schnell in die Tiefe voran. Es steht immer eine sehr kleine Anodenfläche einer sehr großen Kathodenfläche gegenüber. Das Risswachstum ist normal auf die Zugspannungsrichtung (Abb. 3.7a), wodurch sich eine starke Konzentration der Zugspannungstrajektorien am tiefsten Punkt des Risses ergibt. Die Folge ist, dass blanker Stahl freilegt wird und dieser Punkt wiederum als starke Anode fungiert.

Bei der transkristallinen Spannungsrisskorrosion verlaufen die Spannungsrisse durch das Korninnere, siehe Abb. 3.7 b). Diese wurde bisher nur bei austenitischen Mangan- und Chromnickelstählen und bei Spannungen nahe der Fließgrenze beobachtet [29] und ist daher seltener anzutreffen.

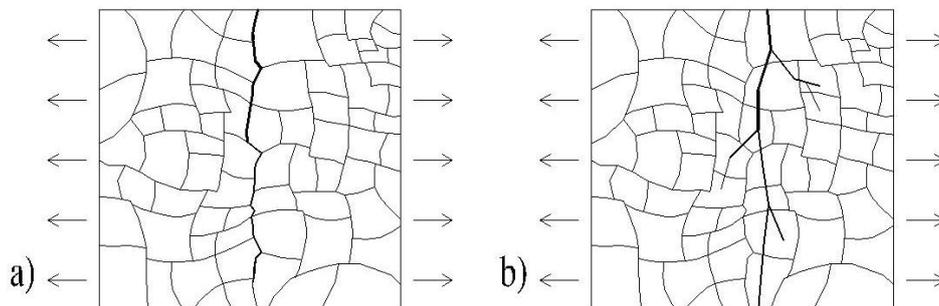


Abb. 3.7: Spannungsrisskorrosion **a)** Interkristallin, **b)** Transkristallin, die Risse bilden sich immer normal auf die Zugspannungsrichtung; adaptiert nach [54]

Wasserstoffversprödung

Die Wasserstoffversprödung (wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion) ist ebenfalls eine Form der Spannungsrisskorrosion. Sie ist deutlich häufiger als die klassische Spannungsrisskorrosion und ist in der Regel für das spröde Versagen von Spannstählen bei vorgespannten Ankern verantwortlich, welches ohne Vorankündigung und ohne Einschnürung erfolgt. Es wird lokal Wasserstoff in atomarer Form an der Stahloberfläche angereichert. Dieser kann in seiner atomaren Form in das Kristallgitter des Stahls diffundieren und versprödet diesen.

Gefährdete Bereiche, von denen die Wasserstoffversprödung ihren Ausgang nimmt sind Korrosionsnarben oder Kerben und Anrisse an der Stab- oder Litzenoberfläche. Wenn in diesen Bereichen zusätzlich Spannungskonzentrationen und Sauerstoffarmut auftreten, wird dort das Kristallgitter erweitert und das Eindringen von Wasserstoff wird erleichtert. Der Wasserstoff diffundiert an die Stelle der größten Zugspannungen und bildet dort infolge des hohen Was-

serstoffdrucks einen inneren Riss aus, siehe Abb. 3.8. Dieser wächst dann mit dem eigentlichen Anriss zusammen. Anfällig für diesen Prozess sind Spannstähle mit einer höheren Festigkeit $> 1200 \text{ N/mm}^2$ [54]. Kaltgezogene Drähte aus Litzenspanngliedern sind hingegen gegen diesen Prozess relativ unempfindlich.

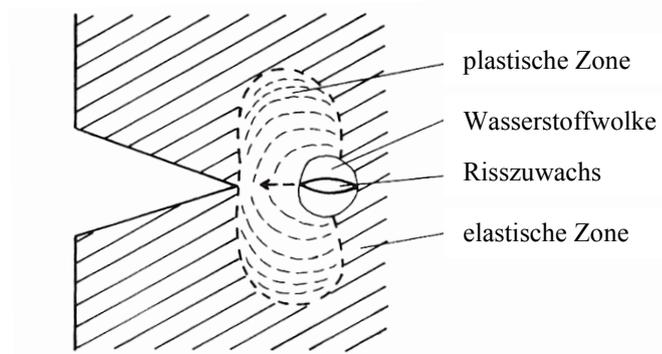


Abb. 3.8: Schematische Darstellung zum Ablauf des Risswachstums bei hochfesten Stählen durch Einwirkung von adsorbiertem Wasserstoff; aus [51]

4 Ausführung vorgespannter Anker

Die Ausführung vorgespannter Anker kann grundsätzlich in folgende Herstellungsschritte gegliedert werden:

- Bohren
- Einbau des Zugliedes
- Verpressen der Haftstrecke
- Nachverpressen (optional)
- Ankerprüfung und Vorspannen (siehe Kap. 5)

Während der Lagerung auf der Baustelle und der Herstellung sind die Ankerbauteile trocken, sauber, frei von Rost, von mechanischen Beschädigungen (z.B. Baustellenfahrzeuge) und Schweißspritzern zu halten. Wenn Teile des Korrosionsschutzes nicht schon im Werk hergestellt werden, sondern erst vor Ort (Baustelle), ist auf der Baustelle auf eine saubere Umgebung zu achten.

4.1 Bohren

Für vorgespannte Anker werden Bohrlochdurchmesser zwischen 80 bis 200 mm hergestellt. Große Durchmesser von 200 mm werden meist nur bei als Dauerankern ausgeführten Felsankern mit sehr hohen Ankerkräften und vielen Spannlitzen ausgeführt. Die Bohrungen können quasi in beliebiger Neigung und im Fels auch nach oben ausgeführt werden. Der gewählte Bohrdurchmesser muss im Krafteinleitungsbereich eine Mindestüberdeckung mit Zementstein gewährleisten. Je nach angewandtem Bohrverfahren stellen diese Bohrungen auch eine zusätzliche Bodenerkundung dar. Folgende Einflussfaktoren sind bei Ankerbohrungen zu berücksichtigen:

- Baugrundverhältnisse
- Grund- bzw. Bergwasser
- Durchmesser, Länge und Neigung der Bohrung
- Örtliche Verhältnisse (Zugänglichkeit, Arbeitsraum, Wasser- und Stromanschluss)
- Zulässige Störung des Untergrundes im Hinblick auf die Übertragung der Ankerkraft (Aufweichen, Auflockern) sowie mögliche Schäden an Bauwerken (Spülflüssigkeit)
- Zulässige Richtungsabweichungen (vertikal meist mehr als horizontal) der Bohrlöcher
- Einbausituation

In Lockergesteinsböden (nichtbindige Böden) kommen verrohrte und bei bindigen Böden meist unverrohrte Dreh- und Drehschlagbohrungen zum Einsatz. Anstehende nichtbindige Böden werden durch die Art des Bohrverfahrens i.d.R. kaum in ihren Eigenschaften beeinflusst. Es sind bei ihnen keine Einflüsse des Bohrverfahrens auf die Ankerkräfte vorhanden. Ganz anders ist dies bei bindigen Böden, bei denen die Eigenschaften und die daraus resultierenden Ankerkräfte stark vom Bohrverfahren abhängig sind. Hervorgerufene Störungen (z.B. Aufweichungen durch Spülungen oder der Verrohrung vorausseilende Bohrköpfe) in bindigen Böden können meist durch Nachverpressen kompensiert werden.

Im Fels werden bis zu Bohrlochdurchmessern von ca. 120 mm Dreh- und Drehschlagbohrungen mit Luft- und Wasserspülung angewendet. Bei Durchmessern größer als 120 mm wird meist mit Im-Loch-Hammer mit Rollenmeißelbohrkrone gearbeitet. Bei tief liegenden Felshorizonten wird meist die Methode der Überlagerungsbohrung angewendet. Im Bereich der nicht standfesten Felsüberlagerung wird mit einer verrohrten Bohrung (Bohrverfahren je nach geologischer Überlagerung, siehe Tab. 4.1) gearbeitet. Nach Erreichen des Felshorizontes wird auf eine Im-Loch-Hammer Bohrung umgestellt. Bei einem flachen Winkel zwischen Bohrlochachse und Felshorizont besteht die Gefahr einer Abweichung der Bohrlochachse. Deshalb wird ein Winkel gewählt, bei dem die Bohrlochachse möglichst rechtwinkelig auf den Felshorizont trifft.

Die gebräuchlichsten Bohrverfahren in Locker- und Festgestein sind in Tab. 4.1 zusammengestellt.

Tab. 4.1: Gebräuchliche Bohrverfahren für die Ankerherstellung, adaptiert nach [54]

Bezeichnung	Verrohrung	Spülung	Zerstörend	Haupteinsatzgebiete
Rammbohrung	ja	nein	ja	locker bis mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden (Einsatz auch bei Bohrungen gegen drückendes Grundwasser)
Rammkernbohrung	nein	nein	nein	bindige Böden ohne Wasser (z.B. Wiener Tegel)
Drehschlagbohrung, Außen-Hammer	ja / nein	Luft	ja	Fels
Drehschlagbohrung, Im-Loch-Hammer	ja / nein	Luft Wasser	ja	Fels, feste bindige Böden ohne Wasser
Überlagerungsbohrung	ja	Luft Wasser	ja	Vor allem in nichtbindigen und bindigen, wenig standfesten Böden
Schneckenbohrung	nein	nein	ja	in standfesten bindigen Böden oder weichem Fels
Rotationskernbohrung	ja	Wasser	nein	Fels, Beton, in Ausnahmefällen bindige Böden

4.2 Einbau des Zuggliedes und Verpressen

Das Zugglied wird in die fertiggestellte Bohrung durch sein Eigengewicht oder mittels einer Bohrlafette eingebracht und mit Zementmörtel verpresst. Die Abfolge der Arbeitsschritte, Einbau des Zuggliedes und Verpressen, ist von der Herstellungsart der Bohrung und der Standfestigkeit des Bohrloches (verrohrt oder unverrohrt) abhängig. Folgende Einbauvarianten werden verwendet:

- Unverrohrte Bohrung im standfestem Gebirge: Dabei wird das Bohrloch von Bohrgut gesäubert und anschließend das Zugglied mit dem Verpressschlauch eingeführt. Danach wird vom Bohrlochende her mit Verpressmörtel ausinjiziert. Ebenfalls ist bei standfestem Gebirge möglich, das Bohrloch zuerst mit Zementmörtel zu verfüllen und anschließend das Zugglied einzuschieben.
- Verrohrte Bohrung: Dabei wird nach dem Einschieben des Zuggliedes in die Verrohrung verpresst. Beim Verpressvorgang wird die Verrohrung abschnittsweise bis zum geplanten Ende der Verpressstrecke gezogen. Die Zementsuspension wird unter einem

Druck von 5 bis 15 bar eingepresst. Aus diesem Grund wird in der Normung die Bezeichnung Verpressanker für vorgespannte Anker verwendet. Die Verrohrung wird anschließend ohne weiteres Verpressen gezogen und das Bohrloch bis zum Verpresskörper wieder freigespült (Spülmedium meist Wasser).

- Verwendung einer Hohlbohrschnecke (z.B. bei Einstabanker): Dabei wird über das Seelenrohr das Tragglied eingebracht und beim Zurückziehen der Schnecke der verbleibende Hohlraum verpresst [5].
- Verpressung mittels Packer: Dabei wird an das luftseitige Ende der Verpressstrecke ein Packer für die Abdichtung gesetzt. Die Verrohrung muss aus dem Bereich der Verpressstrecke oder des Packers zurückgezogen sein. Anschließend erfolgt eine Verpressung der Haftstrecke über einen Schlauch, der durch den Packer in diese reicht. Das gezielte Verpressen mit Packern wird auch bei nach oben geneigten Ankern eingesetzt. Bei diesen ist an der tiefsten Stelle (gleichzeitig der höchste Punkt) der Bohrung ein zusätzlicher Schlauch für die Entlüftung notwendig.

Beim Einbringen vormontierter Anker ist immer darauf zu achten, dass der Korrosionsschutz durch die Einbaumaßnahmen nicht beschädigt wird.

Wird der Korrosionsschutz auf der freien Ankerlänge durch ein Hüllrohr (aus Kunststoff) erreicht, ohne die Bohrlochverfüllung vom Verpresskörper zu trennen, trägt auch die Bohrlochverfüllung (ähnlich wie die Druckrohrverankerung) mit.

Beim Verpressvorgang ist besonders auf Claquagen (z.B. Hebungen unter benachbarter Bebauung) zu achten. Dies geschieht durch die Überwachung der eingebrachten Menge und Drücke beim Verpressen.

4.3 Nachverpressen

Die Kapazität des Verpresskörpers, Kräfte in den Baugrund zu übertragen, kann durch Nachverpressen erhöht werden. Meist können einen Tag (24 Stunden) nach dem ersten Verpressen eine oder auch mehrere Nachverpressungen durchgeführt werden. Der Verpresskörper wird durch das zusätzliche Einbringen von Zementsuspension aufgeweitet und es entsteht eine radiale Verspannung mit dem umgebenden Baugrund. Zusätzlich wird der Formschluss mit diesem verbessert. Besonders für bindige Böden ist ein oder mehrfaches Nachverpressen eine bewährte Methode um die übertragbaren Kräfte zu erhöhen.

Im Fels ist ein Nachverpressen nur bei stark zerklüftetem Gebirge möglich. Hierbei ist besonders auf den Verpressdruck zu achten, damit es nicht zu Aufweitungen von Klüften kommt.

Die Nachverpressung erfolgt über eingebaute Kunststoffleitungen (Verpressschläuche), die zusammen mit den Zuggliedern (Einstabanker oder Litzenanker) eingebracht werden. Die Wirksamkeit der Nachverpressung kann durch mehrmaliges Nachverpressen, mit geringen Verpressmengen, deutlich gegenüber einem einfachen Verpressen mit großen Mengen gesteigert werden. Hierfür sind jedoch mehrere Verpressschläuche notwendig, die den nutzbaren Querschnitt für Einstab-, oder Litzenanker reduzieren.

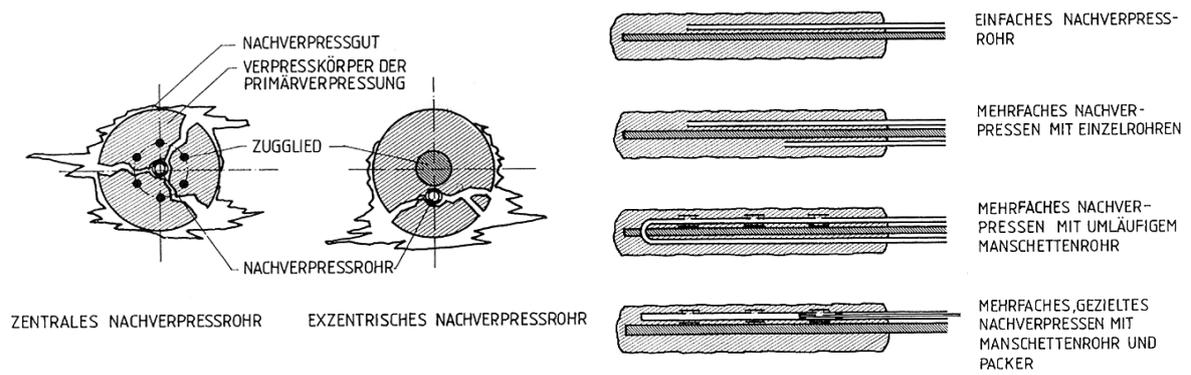


Abb. 4.1: Technische Möglichkeiten zur Nachverpressung; aus [54]



Abb. 4.2: Freigelegter Versuchsanker mit Nachverpressung über Manschettenrohr; aus [28]

5 Ankerprüfung und Vorspannen

Die Ausführung und sämtliche Bauteile eines vorgespannten Ankers unterliegen einer Güteüberwachung. Diese erfolgt im Zuge der Produktion der Ankerbauteile (z.B. Spannstahl, Ankerplatten, Keilträger, Keile etc.) und während der Vormontage. Die eingebauten Anker werden in Österreich nach ÖNORM EN 1537:2000 [39] geprüft. Diese wird in ihrer Gültigkeit bei der Ankerprüfung allerdings bald durch die ÖNORM EN ISO 22477-5:2009 [42] (zurzeit ein Entwurf prEN ISO 22477-5) abgelöst. In der Norm werden drei Prüfverfahren (Prüfverfahren 1,2 und 3) beschrieben, von denen in Österreich, aufgrund der vorliegenden nationalen Erfahrungen, Prüfverfahren 1 bindend vorgeschrieben ist. Das Prüfverfahren 1 kommt aus dem deutschen Raum, Prüfverfahren 2 aus dem anglikanischen Raum und Prüfverfahren 3 aus Frankreich. Dem Prüfverfahren 1 und 3 liegen relativ ähnliche Überlegungen zugrunde. Beim Prüfverfahren 3 findet zwischen den Lastschritten keine Entlastung auf Vorlast statt, deswegen handelt es sich um keinen zyklischen Zugversuch. Nachfolgend sind die drei in der Normung beschriebenen Prüfverfahren aufgelistet.

- Prüfverfahren 1: Zyklischer Zugversuch mit Messung der Verschiebung bei maximaler Prüflast
- Prüfverfahren 2: Zyklischer Zugversuch mit Messung des Kraftabfalls bei maximaler Prüflast
- Prüfverfahren 3: Zugversuch mit stufenweise konstanter Prüflast

Die Prüfung der Anker unterscheidet zwischen folgenden drei Prüfklassen:

- Untersuchungsprüfung;
- Eignungsprüfung;
- Abnahmeprüfung.

An jedem vorgespannten Ankern muss eine Abnahmeprüfung (Probelastung) durchgeführt werden, anders als bei Mikropfählen oder Nägeln, siehe Tab. 2.1. Bei dieser wird insbesondere das bodenmechanische Tragverhalten überprüft. Dadurch können bezogen auf die bodenmechanischen Grenztragfähigkeiten, die Sicherheitsbeiwerte bei Ankern, gegenüber Nägeln oder Zugpfählen reduziert werden.

Ein schematischer Aufbau der Messinstrumente eines Ankerzugversuches ist in Abb. 5.1 dargestellt. Besitzt das Zugglied einen genügend großen Überstand, wird es direkt gezogen. Ist kein genügend großer Überstand vorhanden, wird das Zugglied mit Muffen verlängert und über diese die hydraulische Hohlkolbenpresse mit einer Kraftmessdose montiert. Es wird die Ankerkraft und die zugehörige Ankerkopfverschiebung gemessen. Wichtig ist, die Messuhr auf ein eigenes Stativ außerhalb der Einflusszone des Ankerversuches aufzustellen. Es werden sonst Verformungen aufgezeichnet, die nicht die Ankerkopfverschiebung, sondern die Umgebung des Kopfbereiches betreffen (z.B. Wandverschiebungen). Aufgrund der geforderten hohen Genauigkeit muss das Gerät zur Verschiebungsmessung eine sehr hohe Auflösung besitzen und vor Sonneneinstrahlung geschützt werden. Die Mindestgenauigkeit für die Bestimmung des Kriechmaßes ist mit 0,01 mm festgelegt.

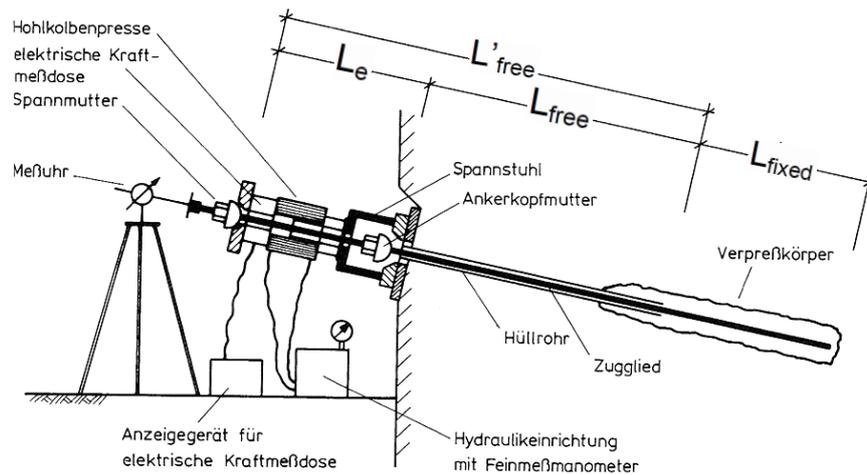


Abb. 5.1: Schematische Darstellung eines Zugversuches an einem Einstabanker; aus [54]

5.1 Untersuchungsprüfung

Die Untersuchungsprüfung hat gemäß ÖNORM EN 1537:2000 [39] vor Beginn der Ausführungsarbeiten zu erfolgen. Sie ist eine Belastungsprüfung zur Ermittlung des maximalen Herauszieh Widerstandes eines Ankers an der Baugrund-Verpresskörper-Fuge und der Eigenschaften des Ankers im Gebrauchslastbereich [39]. Diese Prüfung ist überall dort vorzunehmen wo noch keine Untersuchungsprüfungen vorgenommen wurden. Dies ist in der Regel bei noch nicht geprüften Untergrundverhältnissen und höheren Gebrauchslasten der Fall.

Bei Untersuchungsprüfungen wird eine axiale Kraft schrittweise in mindestens sechs Zyklen (Vorlast-Last-Vorlast-Last-Vorlast-...) bis zur Prüflast P_p aufgebracht [42], siehe Abb. 5.2a. Die Anker werden somit höheren Lasten ausgesetzt als bei Abnahmeprüfungen. Um ein Versagen in der Baugrund-Verpresskörper-Fuge zu provozieren, kann es notwendig sein, das Zugglied zusätzlich zu verstärken. Anker die einer Untersuchungsprüfung unterzogen wurden, dürfen nicht als Bauwerksanker verwendet werden, da sie bis zur Bruchkraft R_a belastet wurden.

Die Untersuchungsprüfung hat bis zum charakteristischen Herauszieh Widerstand $R_{a,k}$ oder bis zur Prüfkraft P_p zu erfolgen. Die Prüfkraft P_p ist auf den kleineren Wert der folgenden Gleichungen (5.1) begrenzt.

$$P_p = 0,80 \cdot P_{tk} \quad \text{oder} \quad P_p = 0,95 \cdot P_{t0,1k} \quad (5.1)$$

P_p Prüfkraft

P_{tk} charakteristische Bruchkraft des Zuggliedes

$P_{t0,1k}$ Tragfähigkeit an der charakteristischen Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1% bleibender Dehnung

Die Untersuchungsprüfung dient als Grundlage, um folgende Kriterien nach ÖNORM EN 1537:2000 [39] festzulegen:

- den charakteristischen Herauszieh Widerstand $R_{a,k}$ des Verpressankers an der Baugrund-Verpressmörtel-Fuge;
- die kritische Kriechlast des Ankersystems
- das Kriechverhalten des Ankersystems bis zum Bruch
- den Spannkraftabfall des Ankersystems im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- die rechnerische freie Stahllänge L_{app}

5.2 Eignungsprüfung

Die Eignungsprüfung ist eine Probelastung an mindestens 3 Ankern, um nachzuweisen, dass ein bestimmter Ankertyp bei bestimmten Bodenverhältnissen geeignet ist. Für die Baustelle wichtig sind die Eignungs- und Abnahmeprüfungen, welche auch an Bauwerksankern durchgeführt werden dürfen. Bei der Prüfung wird der Anker durch mindestens 5 Be- und Entlastungszyklen belastet und dabei die Ankerkopfverschiebung in Abhängigkeit von der Ankerkraft gemessen, siehe Abb. 5.2b. Dabei wird zwischen elastischer und plastischer Verformung unterschieden. Die elastische Dehnung des Ankers dient zum Vergleich der im Versuch bestimmten rechnerisch freien Stahllänge L_{app} mit der geplanten freien Stahllänge L_{free} . Aus den plastischen Verformungen (bleibenden Dehnungen) kann ein Rückschluss auf den Verbund zwischen Verpresskörper und Untergrund gezogen werden.

In Österreich ist es gängige Praxis, die für die statischen Berechnungen zu Grunde gelegten Annahmen hinsichtlich des Herauszieh Widerstandes mittels Eignungsprüfung zu überprüfen [4].

Die Prüfkraft ist auf den größeren Wert der Gleichung (5.2) festzulegen:

$$P_p \geq 1,25 \cdot P_o \quad \text{oder} \quad P_p \geq R_d \quad (5.2)$$

P_o Festlegekraft

R_d Bemessungswert des Ankerwiderstandes

Zusätzlich muss die Bedingung für das Stahlzugglied aus Gleichung (5.3) eingehalten werden.

$$P_p \leq 0,95 \cdot P_{t0,1k} \quad (5.3)$$

Die Ziele der Eignungsprüfung sind [1]:

- Überprüfung des zulässigen Kriechmaßes bei der Prüflast P_p oder der kritischen Kriechkraft P_c , sofern eine Untersuchungsprüfung vorliegt.
- Wenn keine Untersuchungsprüfung vorliegt, bestätigt die Eignungsprüfung die oben angegebenen Eigenschaften und liefert die Abnahmekriterien für das Kriechen bei der Prüflast von Abnahmeprüfungen, oder sie legen die kritische Kriechkraft fest.
- Ermittlung der rechnerischen freien Stahllänge L_{app} .

5.3 Abnahmeprüfung und Vorspannen

Die Abnahmeprüfung wird bei jedem Anker gleichzeitig mit dem Vorspannen des Ankers durchgeführt. Dabei wird der Anker nach Prüfverfahren 1 mit einer axialen Kraft schrittweise in mindestens 5 Schritten bis zu einer Prüflast P_p belastet [42], Abb. 5.2c. Hierdurch erfolgt der Nachweis, dass der eingesetzte Anker die Anforderungen des Entwurfes erfüllt. Die Ankerkopfverschiebung wird in Abhängigkeit von der aufgebrachtene Kraft sowie der Zeit gemessen. Danach ist der Anker auf die Vorbelastung P_a zu entspannen und anschließend auf die Festlegelast P_o vorzuspannen und festzulegen.

Die Prüfkraft P_p muss die Bedingungen in Ungleichung (5.4) erfüllen.

$$0,90 \cdot P_{t0,1k} \geq P_p \geq 1,25 \cdot P_o \quad (5.4)$$

Wenn die Bedingung in Gleichung (5.4) erfüllt ist, sollte das Kriechmaß $\alpha_1 = 0,8 \text{ mm}$ (oder k_1) nicht übersteigen. Größere Werte $\alpha_1 = 1,0 \text{ mm}$ sind nur dann möglich, wenn sie bei vorhergehender Untersuchungsprüfung als zulässig erkannt wurden.

Die Ziele der Abnahmeprüfung sind [39]:

- Nachweis der Tragfähigkeit bei Prüflast P_p
- Bestimmung der rechnerischen freien Stahllänge L_{app}
- Sicherstellen, dass die Festlegelast P_o abzüglich der Reibung die geplante Größe besitzt
- Bestimmung des Kriechmaßes α_1 im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

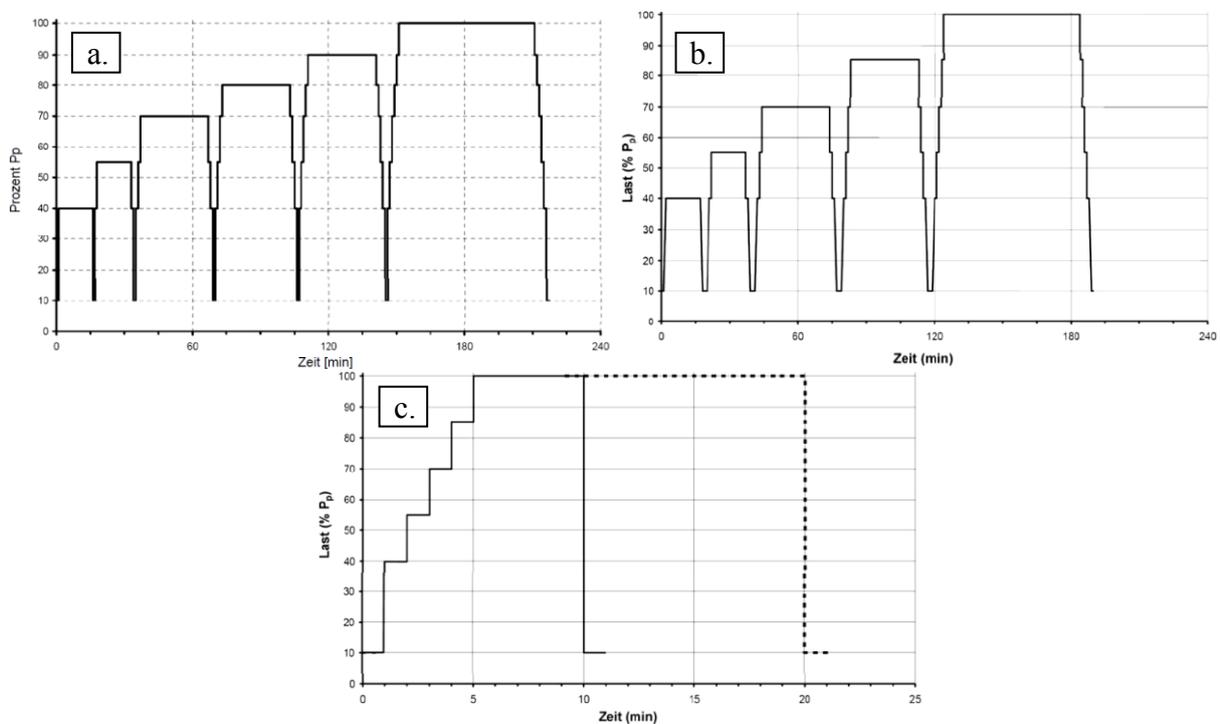


Abb. 5.2: Belastungsschema für Prüfverfahren 1; a. Untersuchungsprüfung; b. Eignungsprüfung; c. Abnahmeprüfung; aus [42]

5.4 Mechanik einer Probelastung

Aus mechanischer Sicht ist jede Probelastung an einem vorgespannten Anker als Zugbelastung einer linear elastischen Feder (des Stahlzuggliedes) anzusehen. Diese Feder wird am erdseitigen Ende im Verpresskörper festgehalten, wobei der Festhaltepunkt im Verpresskörper nicht genau lokalisiert werden kann, da die Ankerkraft über eine gewisse Länge in den Verpresskörper eingeleitet wird. Der Verpresskörper selbst ist nicht unverschieblich und verschiebt sich zur Luftseite hin (plastische Verformungen) unter Einfluss der Ankerkraft.

5.4.1 Kriechverhalten

Das Kriechmaß α_1 (früher k_s) (5.5) ist die Steigung des Grafen „Kriechverformung über die Zeit in dezimal logarithmischer Darstellung“, siehe Abb. 5.3. Dabei handelt es sich um eine von der Ankerbauart, der Ankerlast, den Untergrundverhältnissen und der Herstellung des Ankers abhängige Größe.

$$\alpha_1 = \frac{s_2 - s_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (5.5)$$

s_1 die Verschiebung am Ankerkopf zum Zeitpunkt t_1 [mm]

s_2 die Verschiebung am Ankerkopf zum Zeitpunkt t_2 [mm]

t_1 der Anfang des betrachteten Zeitraumes [min]

t_2 das Ende des betrachteten Zeitraumes [min]

Bei Ankerprüfungen findet meist ein Herausziehen des Verpresskörpers statt, wodurch ein definitiver Bruch nur schwer zu erkennen ist. Der Verpresskörper nimmt bei der Verschiebung, Richtung Luftseite des Ankers weiter die Belastung mit großen Verformungen auf. In der ÖNORM EN 1537:2000 [39] wird der Bruch mit $\alpha_1 = 2$ mm definiert.

Die Mindestbeobachtungszeiten und zulässigen Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei Prüfkraft P_p sind in Tab. 5.1 für Eignungsprüfungen und in

Tab. 5.2 für Abnahmeprüfungen zusammengefasst.

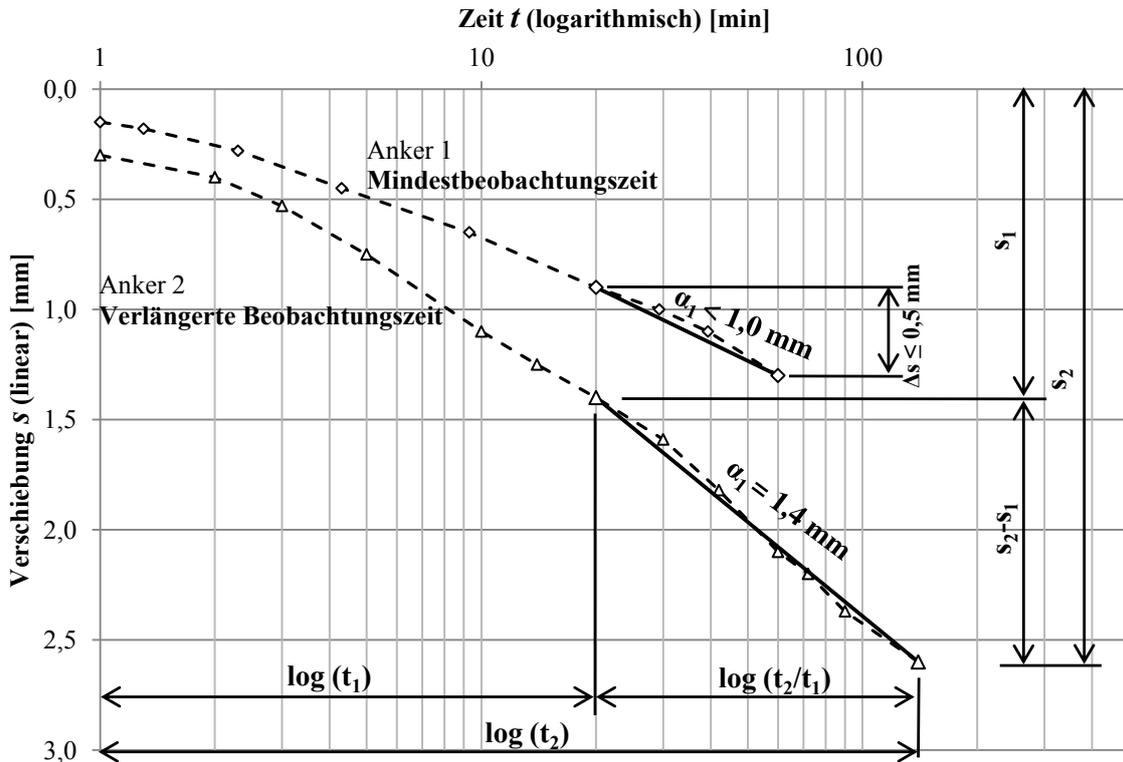


Abb. 5.3: Zeit-Verschiebungs-Kurven und Ermittlung des Kriechmaßes bei einer Eignungsprüfung; adaptiert nach [42]

Tab. 5.1: Eignungsprüfungen: Beobachtungszeit und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei Prüfkraft; adaptiert nach [42]

Prüfkraft	Kurzzeitanker Daueranker	
	nichtbindiger Boden	bindiger Boden
Prüfung mit Mindestbeobachtungszeit:	P_p	P_p
t_1 [min]	10 20	20 60
t_2 [min]	30 60	60 180
Verschiebungen: $\Delta s = s_2 - s_1$ [mm]	$\leq 0,5$	$\leq 0,5$
Prüfung mit erweiterter Beobachtungszeit:		
t_2 [min]	≥ 30 ≥ 120	≥ 60 ≥ 720
Kriechmaß α_1 [mm]	2,0	2,0

Tab. 5.2: Abnahmeprüfung: Beobachtungszeit und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei Prüfkraft; adaptiert nach [42]

	nichtbindiger Boden	bindiger Boden
Prüfkraft	P_p	P_p
Beobachtungszeit:		
t_1 [min]	2	5
t_2 [min]	5	15
Verschiebungen:		
$\Delta s = s_2 - s_1$ [mm]	$\leq 0,2$	$\leq 0,25$
Erweiterte Beobachtungszeit:		
t_2 [min]	≥ 5	≥ 15
Kriechmaß α_l [mm]	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$

5.4.2 Rechnerisch freie Stahllänge L_{app}

Die Bestimmung der rechnerisch freien Stahllänge L_{app} ist notwendig, da die freie Stahllänge L_{free} nicht genau gemessen werden kann. Der Verpresskörper bringt die Zugkräfte in Form von Schubspannungen über eine bestimmte Länge in den Untergrund ein und so ist kein definitiver Punkt vorhanden. Die rechnerische freie Stahllänge bestimmt also einen fiktiven Punkt der Verankerung im Verpresskörper, der mit der Länge des Stahlzugliedes zwischen dem freien Ende der freien Stahllänge und dem Beginn der Verankerungslänge verglichen wird. Die Basis für die Ermittlung der rechnerischen freien Stahllänge L_{app} ist der gemessene Verschiebungsweg Δs des Zugliedes an seiner Verankerung, an der Spannpressen oder an einem Referenzpunkt.

Die Ausgangsgleichung zur Berechnung der rechnerischen freien Verankerungslänge L_{app} , bildet das HOOKE'sche Gesetz in Gleichung (5.6).

$$\sigma = E_t \cdot \varepsilon \quad (5.6)$$

σ Spannung im Stahlzuglied
 E_t Elastizitätsmodul des Stahlzugliedes
 ε Dehnung im Stahlzuglied

Die Spannung σ setzt sich bekanntermaßen aus der Prüfkraft abzüglich der Vorbelastung ΔP gebrochen durch die Querschnittsfläche A_t zusammen, siehe Gleichung (5.7).

$$\sigma = \frac{\Delta P}{A_t} \quad (5.7)$$

ΔP Prüfkraft abzüglich der Vorbelastung
 A_t Querschnitt des Stahlzugliedes

Die Dehnung ε setzt sich aus der gemessenen elastischen Dehnung des Zugliedes am Ankerkopf Δs gebrochen durch die rechnerische freie Stahllänge L_{app} zusammen, siehe Gleichung (5.8).

$$\varepsilon = \frac{\Delta s}{L_{app}} \quad (5.8)$$

Δs elastische Dehnung des Zugliedes, gemessen am Ankerkopf
 L_{app} rechnerische freie Stahllänge

Die rechnerische freie Stahllänge L_{app} ergibt sich nach Einsetzen von Gleichung (5.7) und (5.8) in (5.6) zu (5.9).

$$L_{app} = \frac{E_t \cdot A_t \cdot \Delta s}{\Delta P} \quad (5.9)$$

In Gleichung (5.10) ist ΔP als die Prüfkraft abzüglich der Vorbelastung P_a und der Reibung ΔP_f dargestellt.

$$\Delta P = P_p - P_a - \Delta P_f \quad (5.10)$$

P_a Vorbelastung

ΔP_f Reibung

Ist die Reibung unwesentlich oder wurde sie nicht ermittelt, wird für die Ermittlung der rechnerischen freien Stahllänge, der Wert für die Reibung zu Null angenommen. Dies ergibt eine zu lange rechnerische freie Stahllänge. Die Reibung ist in Abb. 5.4 und in Abb. 5.5 (oben rechts) als doppelte Systemreibung dargestellt.

5.4.3 Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Im Kraft-Verschiebungs-Diagramm (Abb. 5.4 und Abb. 5.5) werden die während einer Ankerprüfung aufgezeichneten Verschiebungen in Abhängigkeit der Spannkraften dargestellt. Zu sehen sind Lastschleifen, aus denen der Reibungsverlust und das Erreichen der Prüflast abgelesen werden kann. Im ersten Schritt wird die Vorlast aufgebracht. Von dieser wird die Last, bei Abnahmeprüfungen in 5 Belastungsschritten auf die Prüflast gesteigert, siehe Abb. 5.4. Unter Konstanthaltung der Prüflast werden während der Beobachtungszeit die Verschiebungen aufgezeichnet, um aus ihnen das Kriechmaß zu ermitteln.

Die rechnerisch freie Stahllänge L_{app} darf zwischen zwei in der ÖNORM EN 1537:2000 [39] und ÖNORM EN ISO 22477-5:2009 [42] festgelegten Grenzlínen a und b liegen. Die in Abb. 5.5 dargestellte Reibungslínie muss bei jedem Anker im Bereich zwischen der oberen Grenze a und der unteren Grenze b liegen.

Obere Grenzlinie a

Die obere Grenzlinie a wird mit Gleichung (5.11) bestimmt. Die erste Bedingung ist bei Verbundankern, die zweite bei Druckrohrankern anzuwenden [42].

$$L_{app} \leq L_{tf} + L_e + \frac{1}{2} \cdot L_{tb} \quad \text{oder} \quad L_{app} \leq 1,10 \cdot L_{tf} + L_e \quad (5.11)$$

L_{tf} freie Stahllänge (Abb. 2.1, S. 5)

L_e Länge zwischen den Verankerungspunkt an der Spannresse und dem Ankerkopf (Abb. 2.1)

L_{tb} Verankerungslänge des Zugliedes (Abb. 2.1)

Die obere Grenze a zeigt, dass sich bei Steigerung der Ankerlasten der Krafteinleitungsschwerpunkt vom luftseitigen Ende des Verpresskörpers in die Richtung des bergseitigen Endes verschiebt. Der Mittelpunkt des Verpresskörpers entspricht etwa der oberen Grenze a. Die Gleichung der oberen Grenzlinie a ist in Gleichung (5.12) dargestellt.

$$s = \frac{P_p - P_a}{EA_S} \cdot \left(L_{tf} + L_e + \frac{L_{tb}}{2} \right) \quad (5.12)$$

E Elastizitätsmodul des Stahlzugliedes

A_S Querschnittsfläche des Stahlzugliedes

Untere Grenzlinie b

Die untere Grenzlinie b wird mit Gleichung (5.13) bestimmt. Die erste Bedingung ist bei Verbundankern, die zweite bei Druckrohrankern anzuwenden [42].

$$L_{app} \geq L_{tf} + L_e \quad \text{oder} \quad L_{app} \geq 0,80 \cdot L_{tf} + L_e \quad (5.13)$$

Die untere Grenzlinie b berücksichtigt die Kraftverluste durch Reibung auf der freien Stahllänge. Sie stellt die Ankerdehnung bei einer um 20 % verringerten freien Stahllänge dar.

Die Reibungsverluste setzen sich aus der Summe der einzelnen Verluste zusammen:

- die echte Reibung des Spannstahls im Hüllrohr
- die Hysterisis der Spannpresse (Hysterisis = die Pfadabhängigkeit der Kräfte)
- die Hysterisis des Spannkopfes

Die Verluste dürfen in Summe 20 % nicht überschreiten. Diese Reibungsverluste sind im allgemeinen nicht oder nur mit einem nicht verhältnismäßigen Aufwand zu vermeiden.

Die Gleichung der unteren Grenzlinie b ist in Gleichung (5.14) dargestellt.

$$s = 0,8 \cdot \frac{P_p - P_a}{EA_S} \cdot (L_{tf} + L_e) \quad (5.14)$$

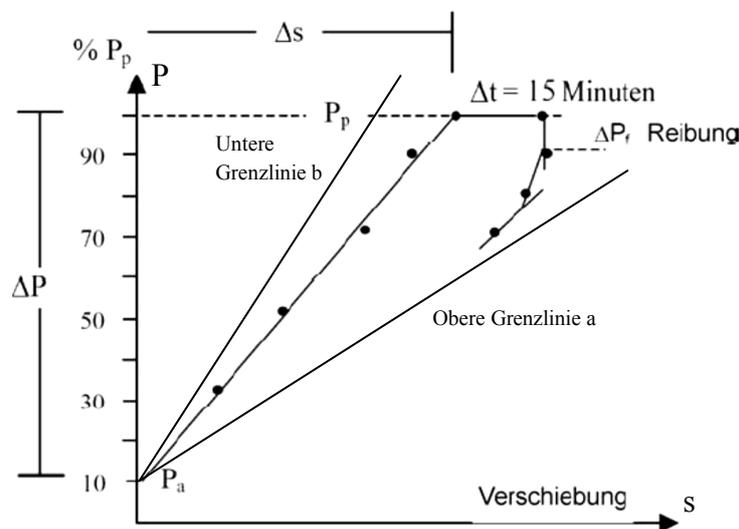


Abb. 5.4: Kraft-Verschiebungs-Diagramm einer Abnahmeprüfung; adaptiert nach [42]

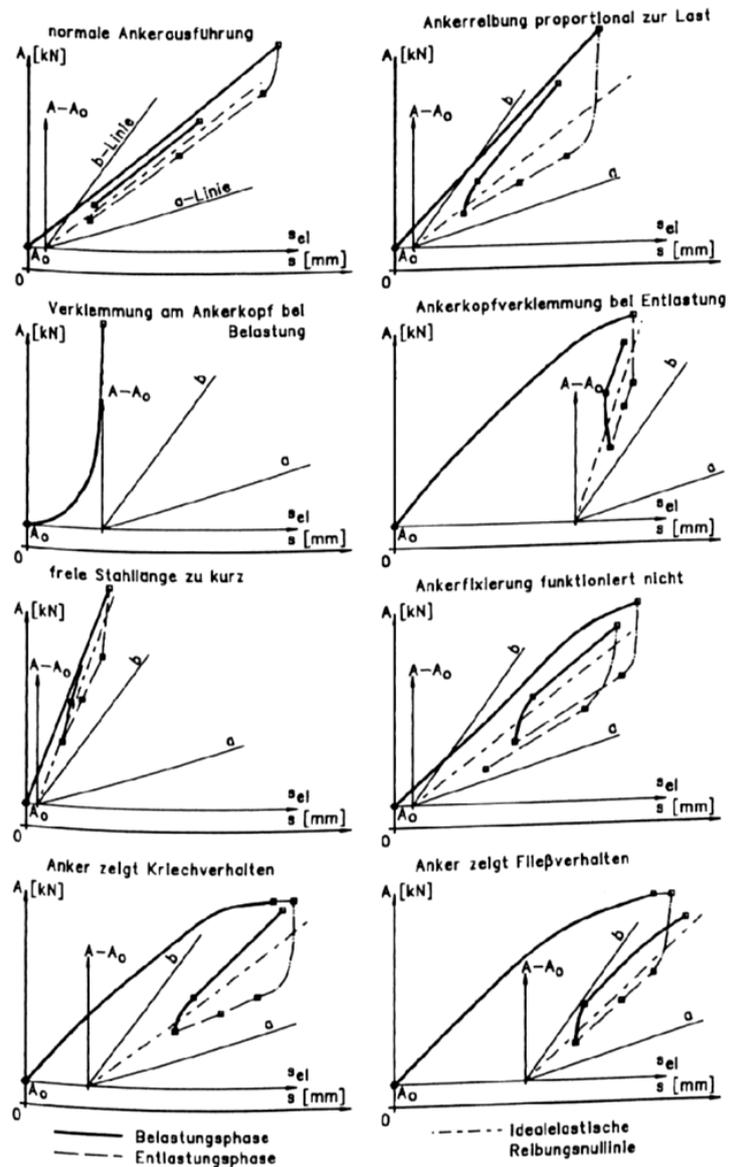


Abb. 5.6: Beispiele charakteristischer Kraft-Verschiebungs-Diagramme, aus [31]

6 Tragfähigkeit vorgespannter Anker

Bei der Tragfähigkeit von vorgespannten Ankern wird zwischen innerer und äußerer Tragfähigkeit unterschieden.

Die innere Tragfähigkeit setzt sich aus der Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes und aus dem Schubspannungsübergang zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper zusammen. Die Verankerung des Zuggliedes am Ankerkopf ist ebenfalls Teil der inneren Tragfähigkeit. Die zusammenwirkende Tragfähigkeit der Bauteile (Ankerkopf-Zugglied-Verpresskörper) wird im Rahmen der Untersuchungen für die Zulassung des Spannverfahrens nachgewiesen.

Die äußere Tragfähigkeit (bodenmechanische Tragfähigkeit), ist die Übertragung der Kräfte vom Verpresskörper in den Baugrund. Dies erfolgt über Schubspannungen in der Grenzfläche (Verpresskörper-Baugrund) und ist aus bodenmechanischer Sicht mit großen Unsicherheiten behaftet, da die äußere Tragfähigkeit von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst wird.

6.1 Kraftübertragung Ankerkopf – Zugglied – Verpresskörper

6.1.1 Tragfähigkeit bei dynamischer Belastung und Schwellbelastung

Da die Festigkeiten von Spannstählen bei statischer Belastung deutlich über der Dauerschwingfestigkeit liegen, dürfen die rechnerischen Kraftänderungen in Spannstählen bei häufigen äußeren Laständerungen (z.B. zusätzliche Auflasten, Verkehrslasten, Wind, Wasser, etc.) bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten.

Ein Hauptvorteil der Vorspannung ergibt sich genau für diesen Fall der Aufbringung äußerer Lasten. Bei richtiger Dimensionierung macht die Kraftänderung im Anker nur einen Bruchteil der äußeren Lasten aus. Diese Eigenschaften werden in der Praxis durch empirische Dimensionierungsregeln gewährleistet. So wird die Vorspannkraft P_0 im Anker meist auf 80 % des charakteristischen Herauszieh Widerstandes P_k festgelegt. Dadurch kann sich die Ankerkraft um bis zu 20 % P_k erhöhen, ohne den charakteristischen Herauszieh Widerstand oder den charakteristischen inneren Ankerwiderstand zu übersteigen.

Die Wirkung der Vorspannung wird im Kapitel 7 genau erläutert und es werden einige Rechenverfahren zur Verfügung gestellt.

6.1.2 Verbund zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper

Der Verbund zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper aus Zementstein wird in der Grundsatzprüfung untersucht und nachgewiesen. Dabei wird die Rissbildung im Verpresskörper genauer betrachtet. Es können Längs- und Querrisse mit verschiedenen Rissbreiten entstehen, die sich negativ auf den Korrosionsschutz der Stahl- und Spannstahlbauteile auswirken.

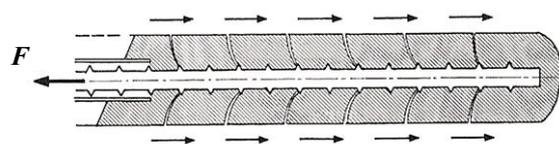


Abb. 6.1: Querrisse im Verpresskörper bei einem Einstab-Verbundanker; aus [54]

Die Querrisse in einem Verpresskörper entstehen durch die Dehnung des Spannstahls. Im Spannstahl und im Zementstein treten Zugspannungen in der Normalkraftrichtung des Ankers auf. Im Zementstein des Verpresskörpers übersteigen die Zugspannungen jedoch die aufnehmbaren Spannungen und es entstehen radiale Querrisse.

6.2 Kraftübertragung Verpresskörper – Baugrund

In der Fuge zwischen dem Verpresskörper und dem Baugrund werden über die Mantelfläche die Lasten in den Baugrund übertragen. Verpresskörper mit Durchmessern von 100 bis 150 mm und Längen von 4 bis 10 m können Lasten bis maximal 1.000 kN in bindigen Böden, bis etwa 1.500 kN in nichtbindigen Böden und bis über 4.000 kN im Fels in den Untergrund übertragen [48]. Die hierbei auftretenden hohen Mantelreibungswerte sind in nichtbindigen Böden auf den Verpressvorgang (hydrostatischer Spannungszustand) und auf die bei der Krafteinleitung auftretende Dilatanz (Volumenzunahme durch Verschiebung) des Bodens zurückzuführen [46], [48]. Bei Verpressvorgang werden im Boden ungenützte Hohlräume aufgefüllt, so entsteht i.A. ein (deutlich) größerer Verpresskörper als rechnerisch angenommen, weiters trägt eventuelle Verdichtung des umgebenden Bodens bei. Bei Dilatanz erfährt der Boden eine Volumenzunahme in der Scherfuge. Die dadurch verursachte Verspannung des Verpresskörpers mit dem umliegenden Boden erhöht die übertragbaren Kräfte. In großmaßstäblichen Versuchen bei nichtbindigen Böden wurde gezeigt, dass die Radialspannungen am Verpresskörper ein Vielfaches der Auflastspannungen betragen. Die in Scherversuchen ermittelten Bodenparameter wie Reibungswinkel, Dilatanzwinkel, Dilatanzmaß und Scherfugendicke können zur Berechnung der Verpresskörpertragfähigkeit herangezogen werden [48]. Bei bindigen Böden und auch bei Fels tritt der Dilatanzeffekt eventuell auf, aber in sehr abgeschwächter Form. In ungünstigen Fällen kann es sogar zu einem kontraktanten Verhalten kommen (Volumenverringering).

6.2.1 Kraftübertragung entlang der Mantelfläche eines Verpresskörpers

Die Kraftübertragung zwischen Verpresskörper und Baugrund hängt in erster Linie von der übertragbaren Schubspannung in dieser Trennfläche ab. Der Herausziehwiderstand des Verpresskörpers hängt von der Überlagerungshöhe und von der radialen Verspannung ab, wobei die radiale Verspannung den Hauptgrund für den hohen Herausziehwiderstand darstellt. Aus diesem Grund ist der Herausziehwiderstand ab einer Überlagerungshöhe von ca. 4,0 m von dieser unabhängig.

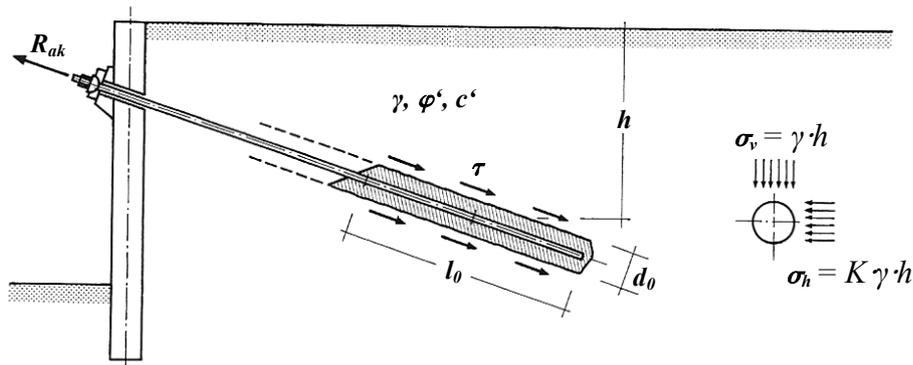


Abb. 6.2: Erdstatische Ansätze zur Ermittlung der Ankertragfähigkeit; adaptiert nach [54]

Der Herauszieh Widerstand in Abhängigkeit der Überlagerung lässt sich näherungsweise nach Gleichung (6.1) herleiten. In Gleichung (6.1) ist die Dilatanz nur „indirekt“ Berücksichtigt und die räumliche Wirkung der Spannung σ wird nicht Berücksichtigt. Die tatsächliche Spannung des Ankers σ_{Anker} ist größer als die Überlagerungsspannung σ_v . Daher wird der charakteristische Herauszieh Widerstand in Gleichung (6.1) unterschätzt und liegt auf der sicheren Seite.

$$R_{ak} = A_M \cdot (c' + K \cdot \sigma_v \cdot \tan(\varphi')) = \pi \cdot d_0 \cdot l_0 (c' + K \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan(\varphi')) \quad (6.1)$$

R_{ak} charakteristischer Herauszieh Widerstand des Ankers [kN]

A_M Mantelfläche des Verpresskörpers [m²]

d_0 Durchmesser des Verpresskörpers [m]

l_0 Kräfteintragungslänge [m]

c' effektive Kohäsion [kN/m²]

K Erddruckbeiwert [1]

σ_v Überlagerungsspannung [kN/m²]

φ' effektiver Reibungswinkel [°]

Der Erddruckbeiwert K liegt nach genäherten Angaben mehrerer Autoren im Bereich des Erdruhedruckes oder leicht darüber [1].

Das Problem bei derartigen Ansätzen für den Herauszieh Widerstand ist:

- eine Unterschätzung der Ankertragfähigkeit bei geringen Überlagerungshöhen.
- eine Überschätzung der Ankertragfähigkeit bei großen Überlagerungshöhen.

Primär ist für die Größe der aufnehmbaren Kräfte der radiale Verspannungseffekt verantwortlich. Dieser wird durch hohe Verpressdrücke bei der Ankerherstellung (Verpressphase) und durch die Dilatanz (Volumenzunahme) während der Ankerbeanspruchung erzeugt.

Hoher Verpressdruck

Der Verpresskörper wird durch Injizieren von Zementsuspension mit Drücken von 40 bis 60 bar erzeugt. Dabei baut sich eine radiale Verspannung auf, die mit den hohen Verpressdrücken zunimmt. Aufgrund der hohen Verpressdrücke ist auf Claquagen (Hebungen), zu achten. Eine Verbesserung der Verspannung lässt sich durch Nachverpressen erzielen. Hierbei wird eine Vergrößerung des Verpresskörpers erreicht.

Die Wirksamkeit von Nachverpressvorgängen hängt von mehreren Faktoren ab:

- Art des Untergrundes (nichtbindig oder bindig)
- Tiefenlage
- Art der Nachverpressung
- Anzahl der Nachverpressungen (eine große Nachverpressung oder viele kleine)
- Menge des verpressten Injektionsgutes
- Trennflächengefüge (bei Fels)

Dilatanz

Die Verspannung zufolge Dilatanz beruht nach den Modellvorstellungen von WERNICK [52] auf einer Relativverschiebung in der Scherfuge zwischen dem Verpresskörper und dem Untergrund beim Spannvorgang des Ankers, siehe Abb. 6.3. Dieser Effekt tritt vor allem bei mitteldicht bis dicht gelagerten nichtbindigen Böden auf. Bei ihnen tritt eine durch Umlagerung des Gefüges verursachte Volumenzunahme ein, die zu einer Erhöhung der radialen Spannung führt.

In festen bindigen Böden bzw. im Fels ist ein solcher Effekt ebenfalls zu einem gewissen Maß vorstellbar. Hier kann jedoch nicht die Dilatanz (Auflockerung infolge Scherung) als Erklärung herangezogen werden. Im Fels wird die Verspannung der Haftstrecke mit einer Relativverschiebung in einer rauen Mantelfläche erklärt. Ähnlich einem Dübel in einer Betondecke.

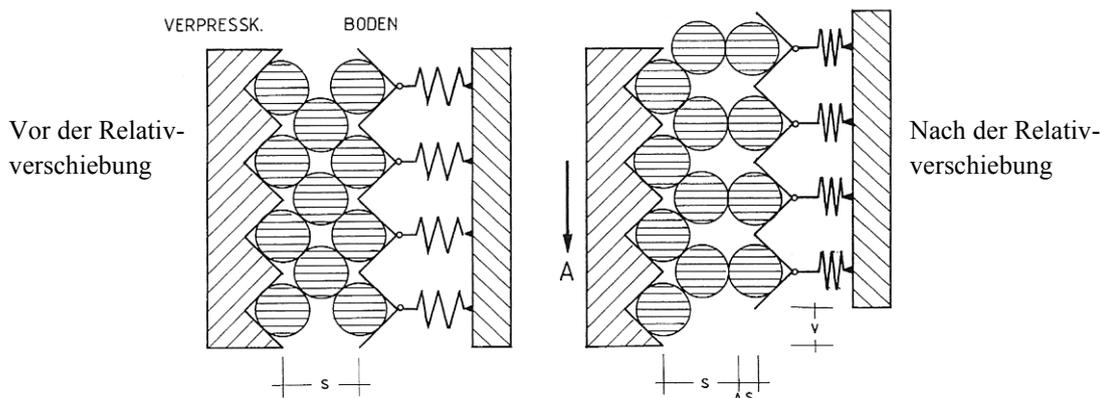


Abb. 6.3: Modell für die Verspannung eines Verpresskörpers infolge Dilatanz in der Scherfuge; aus [52]

In Abb. 6.4 ist dargestellt, dass das Versagen nicht direkt in der Fuge zwischen Verpresskörper und Boden auftritt. Die Versagensfuge tritt im angrenzenden Boden auf, wie in dem vergrößerten Bereich zu sehen ist.

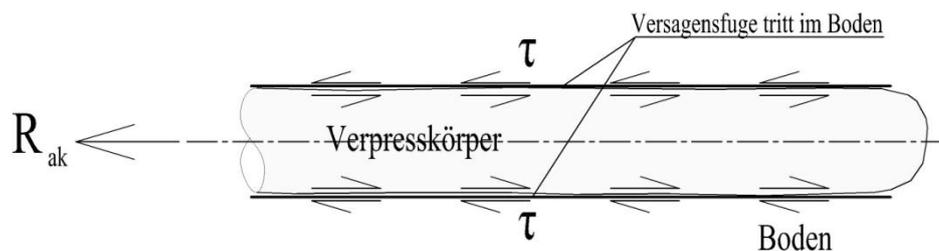


Abb. 6.4: Darstellung des Versagens im Boden nahe der Fuge Verpresskörper-Boden

Auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen (WERNICK [52]) wurde von LUO [30] die folgende Gleichung für die Verteilung der Druckspannung um einen Bodennagel aufgestellt. Diese soll im Folgenden so angepasst werden, um die Wirkung der Dilatanz bei Verpresskörpern für vorgespannte Anker zu beschreiben.

$$\sigma_{v,s} = \frac{2 \cdot G \cdot \Delta s}{s} + \sigma_v - \frac{2(1-2\nu)}{3-4\nu} \cdot \sigma_v \cdot \cos(2\theta) \quad (6.2)$$

$\sigma_{v,s}$ Normalspannung in der Grenzfläche Verpresskörper-Boden [kN/m²]

G Schubmodul des Bodens [kN/m²]

s Radius der Verpresskörper-Boden Grenzfläche berechnet nach [30] [m]

Δs radiale Volumenzunahme des umliegenden Bodens (Dilatanz) [m];
siehe Abb. 6.3

σ_v Überlagerungsspannung [kN/m²]

ν Querdehnzahl (POISSON'sche Zahl) [1]

θ Winkel zur Horizontalen [°]

In der Abb. 6.5 ist die Normalspannungsverteilung in der Grenzfläche Verpresskörper-Boden dargestellt. In der Gleichung (6.2) sind die Überlagerungsspannung und auch die Spannungskomponenten berücksichtigt, welche sich aus der Dilatanz ergeben.

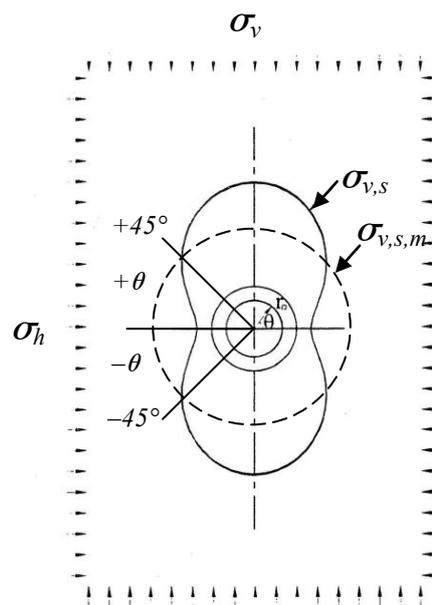


Abb. 6.5: Verteilung der Normalspannung $\sigma_{v,s}$ auf der Grenzfläche Verpresskörper-Boden; adaptiert nach [30]

Die mittlere Normalspannung für Böden mit Dilatanz-Verhalten errechnet sich nach Gleichung (6.3).

$$\sigma_{v,s,m} = \frac{2 \cdot G \cdot \Delta s}{s} + \sigma_v \quad (6.3)$$

Für die Berechnung des charakteristischen Herausziehwiderstandes des Ankers unter Berücksichtigung der Dilatanz des umliegenden Bodens lässt sich die Beziehung in Gleichung (6.4) ableiten.

$$R_{ak} = \pi \cdot d_0 \cdot l_0 \cdot \left(c' + \left(\frac{2 \cdot G \cdot \Delta s}{s} + \sigma_v \right) \cdot \tan(\varphi') \right) \quad (6.4)$$

Die Definition des Radius der Verpresskörper-Boden-Fuge s und der radialen Volumenzunahme des umliegenden Bodens Δs ist in der Praxis problematisch und nur mittels numerischen Berechnungen bestimmbar, wobei der Dilatanzwinkel ψ bekannt sein muss.

6.2.2 Schubspannungsverteilung entlang des Verpresskörpers

Die Schubspannungsverteilung entlang eines Verpresskörpers ist nicht konstant. Sie hat einen großen Einfluss auf die aufnehmbaren Lasten des Verpresskörpers. Viele experimentelle Untersuchungen in den letzten Jahrzehnten kamen zu dem Ergebnis, dass ab einer bestimmten Länge keine Steigerung der aufnehmbaren Lasten mehr möglich ist. Es bilden sich besonders bei festen bindigen und dicht gelagerten nichtbindigen Böden mit zunehmender Ankerkraft entlang des Verpresskörpers Zonen mit sehr hoher Mantelreibung aus. Diese hohen Mantelreibungen treten immer in der Nähe des ersten Krafteinleitungspunktes auf. Bei Verbundankern wird die Kraft vom luftseitigen Ende in den Verpresskörper eingeleitet und es gibt eine Konzentration der Mantelreibung an dieser Stelle. Es zeigt sich, dass die Bereiche der Schubspannungskonzentrationen mit zunehmender Last vom luftseitigen Ende Richtung erdseitigem Ende wandern (Aufreißen des Verpresskörpers). Umgekehrt funktioniert dies beim Druckrohranker. Hier tritt die Konzentration der Mantelreibung am bergseitigen Ende auf, da dort auch die Krafteinleitung erfolgt.

Die Schubspannungsverteilung ist primär von der Steifigkeit des Bodens oder Gebirges abhängig. Je steifer der umgebende Boden, desto besser ist der Effekt der Schubspannungskonzentration zu beobachten. Die maximal aufnehmbaren Schubspannungen sind somit nur in einem Teilbereich aktivierbar und gehen danach auf einen Restwert zurück (progressiver Bruch) [54].

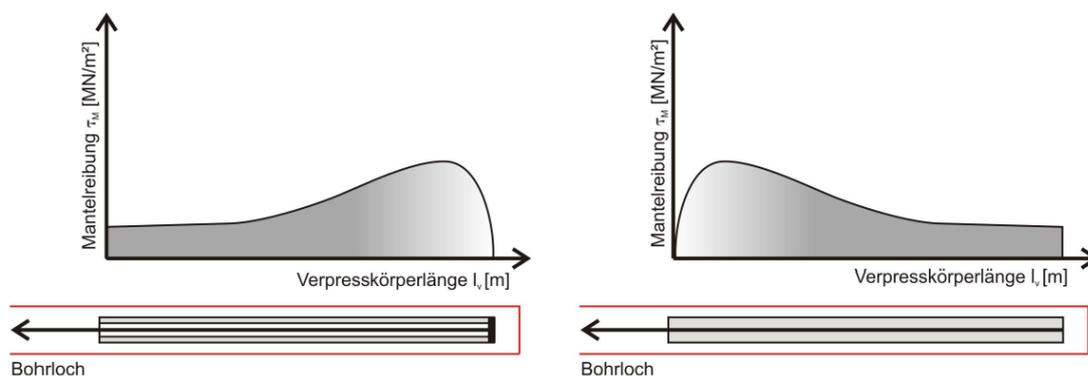


Abb. 6.6: Schubspannungsverteilung entlang des Verpresskörpers eines Druckrohrankers (links) und eines Verbundankers (rechts); aus [1]

Aufgrund seiner besonderen Schubspannungsverteilung soll hier an dieser Stelle noch der SBMA-Anker (Single Bore Multiple Anchor) beschrieben werden. Er wurde entwickelt, um das Problem zu lösen, dass ein Teil der Verpressstrecke gar nicht oder nur im sehr geringem Umfang zur Schubspannungsübertragung genutzt wird. Der SBMA-Anker besteht aus mehreren Ankern in einem Bohrloch. Durch eine Staffelung der einzelnen Verpresskörper, die damit sehr kurze Längen aufweisen, lässt sich eine effiziente Kraftübertragung erreichen. Die Schubspannungen weisen auf kurzen Längen eine wesentlich gleichmäßigere Verteilung auf, wodurch höhere Lasten übertragen werden können. Die Verteilung der Schubspannungen entlang der Verpresskörper für einen SBMA-Anker sind in Abb. 6.7 dargestellt. Eine Darstel-

lung der Schubspannungsverteilungen für SBMA-Anker mittels der FEM findet sich in Mayer [32].

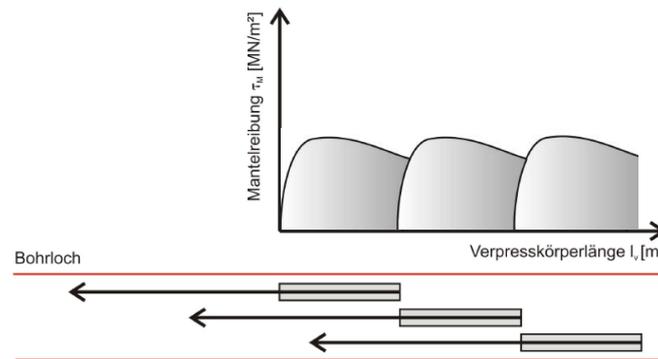


Abb. 6.7: Schubspannungsverteilung entlang des Verpresskörpers eines SBMA-Ankers; aus [1]

6.3 Abschätzung der bodenmechanischen Tragfähigkeit

Da die Bodenparameter wie Reibungswinkel, Dilatanzwinkel, Dilatanzmaß und Scherfugendicke meist nicht bekannt sind wird für die Abschätzung der bodenmechanischen Tragfähigkeit in der Regel auf Erfahrungswerte zurückgegriffen. Die Grenzlasten von Ankern können z.B. in guter Näherung, für praktische Anwendungszwecke mit den Diagrammen von OSTERMAYER [48] (Abb. 6.8 bis Abb. 6.11) bestimmt werden. Diesen liegen mehrere Ergebnisse von Grundsatzprüfungen und Forschungsprogramme zugrunde [48].

In nichtbindigen Böden, kann bei einer groben und schnellen Abschätzung der Grenztragfähigkeit des Verpresskörpers von 100 kN/lfm (Kraft pro Laufmeter) ausgegangen werden [1].

6.3.1 Tragfähigkeit von Ankern in nichtbindigen Böden

Abb. 6.8 zeigt ein Diagramm von OSTERMAYER [48], dem Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in nichtbindigen Böden entnommen werden können. Die Grenztragfähigkeiten sind von den drei Bodengruppen (Fein- bis Mittelsand; kiesiger Sand; sandiger Kies), von der Lagerungsdichte und der Krafteinleitungslänge abhängig. Folgende Zusammenhänge können aus den Diagrammen nach OSTERMAYER [48] abgeleitet werden:

- Die Grenzlast nimmt mit steigender Lagerungsdichte stark zu.
- Bei gleicher Lagerungsdichte nimmt die Grenzlast mit der Ungleichförmigkeit und mit dem mittleren Korndurchmesser stark zu.
- In dicht gelagerten Böden nimmt die Grenzlast unterproportional zur Krafteintragungslänge (Haftstrecke) zu. Bei Längen über 6 bis 7 m tritt eine progressive Bruchbildung entlang des Verpresskörpers auf, wodurch die Zunahme der Grenzlast mit der Länge verhältnismäßig gering ist. Bei einer weiteren Verlängerung der Krafteintragungslängen sinkt somit auch die Wirtschaftlichkeit.
- Bei den üblichen Verpresskörperdurchmessern zwischen 100 und 150 mm wird die Grenzlast nur wenig vom Durchmesser beeinflusst.
- Ab einer Bodenüberlagerung ≥ 4 m ist der Einfluss der Überlagerungshöhe auf die Tragfähigkeit vernachlässigbar.

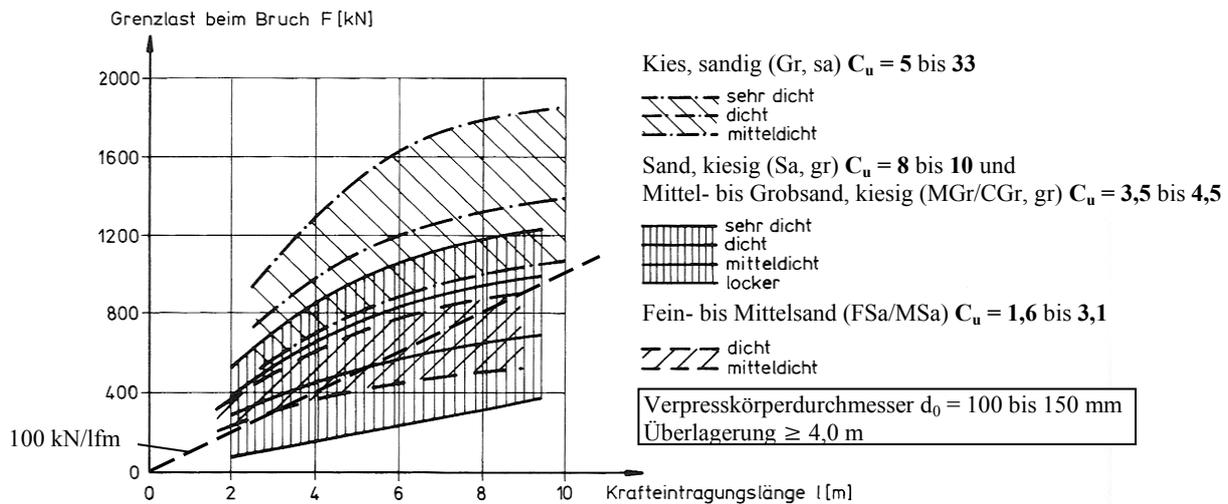


Abb. 6.8: Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in nichtbindigen Böden, adaptiert nach [48]

Häufig sind für den nichtbindigen Boden die Ergebnisse aus den Rammsondierungen vorhanden aber die Lagerungsdichte ist unbekannt.

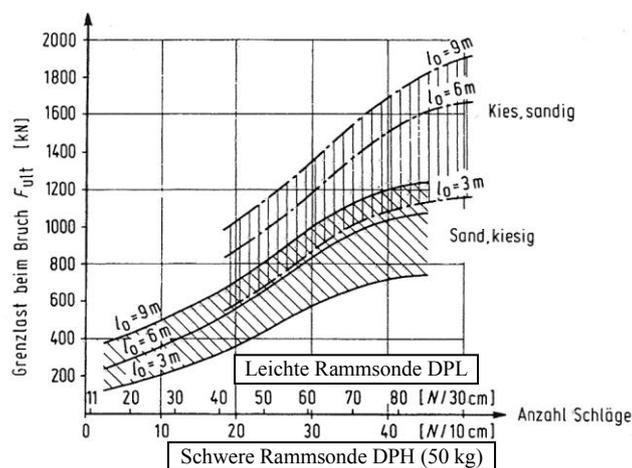


Abb. 6.9: Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern und dem Eindringwiderstand von Rammsonden (DPL, DPH) in nichtbindigen Böden, adaptiert nach [48]

6.3.2 Tragfähigkeit von Ankern in bindigen Böden

Abb. 6.10 und Abb. 6.11 zeigen die Diagramme von OSTERMAYER [48] für bindige Böden, mit und ohne Nachverpressung. Da bei bindigen Böden der Verpresskörperdurchmesser auf die Tragfähigkeit einen Einfluss ausübt, sind die Diagramme anders als bei nichtbindigen Böden auf die tatsächliche Verpresskörperoberfläche bezogen.

Aus den Abb. 6.10 und Abb. 6.11 lassen sich folgende Zusammenhänge nach OSTERMAYER [48] ableiten:

- Die Mantelreibung wird durch abnehmende Plastizität erhöht. Ausgeprägt plastische Tone weisen geringe Werte und feste verkittete Mergel hohe Werte der Mantelreibungen auf.
- Bei Werten über etwa $\tau_M = 100 \text{ kN/m}^2$ nimmt die Mantelreibung mit zunehmender Länge l_0 ab (progressiver Bruch), d.h. die Grenzlast nimmt unterproportional mit l_0 zu.
- Bei Verpresskörperradien zwischen 100 und 150 mm ist der Einfluss des Durchmessers auf die Mantelreibung vernachlässigbar, d.h. die Grenzlast nimmt mit zunehmendem Durchmesser zu.
- Die Mantelreibung kann durch Nachverpressen deutlich erhöht werden.

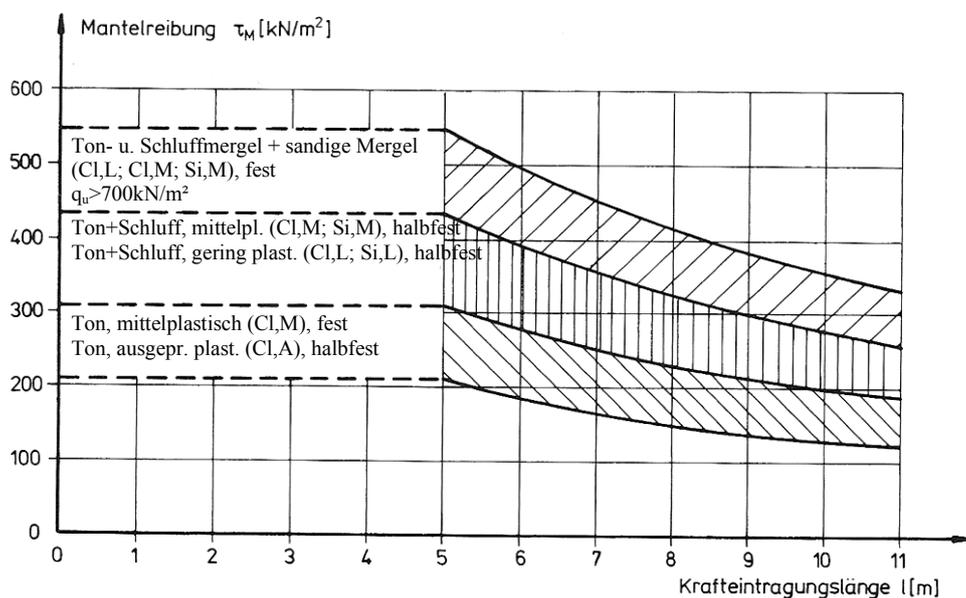


Abb. 6.10: Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in bindigen Böden mit Nachverpressen (ohne Packer, $2 \times$ Verpressen); adaptiert nach [48]

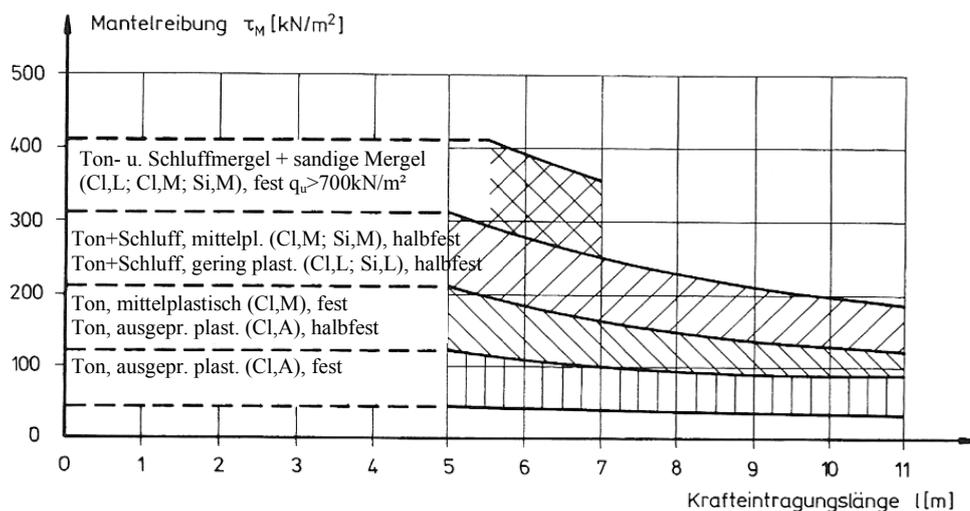


Abb. 6.11: Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in bindigen Böden ohne Nachverpressen; adaptiert nach [48]

Durch die Nachverpressung lässt sich eine Zunahme der äußeren Tragfähigkeit erzielen. Dies lässt sich auf die Erhöhung der Mantelreibung durch eine radiale Verspannung im Boden und auf eine Vergrößerung des Verpresskörperdurchmessers (Aufreißen des Bodens) zurückführen.

Die in Abb. 6.10 angegebenen Erfahrungswerte gelten bei konventionellen Nachverpressungen, die ohne Packer in zwei Durchgängen durchgeführt werden. Durch gezieltes Nachverpressen mit gestaffelten Nachverpressrohren oder mit Manschettenrohren und Doppelpacker wurden bis zu 50 % höhere Werte erreicht [17], [22], [48]. Sollten bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen (wenig vorbelastete Tone) mit zwei bis vier weiteren Verpressdurchgängen die Traglast weiter erhöht werden, ist besonders auf die Verpressmengen (Hebungen, Claquagen) zu achten.

Für annähernd zylindrische Verpresskörper können die Grenzlaster überschlägig mit Gleichung (6.5) berechnet werden.

$$F_{ult} = \pi \cdot d_0 \cdot l_0 \cdot \tau_M \quad (6.5)$$

F_{ult} abgeschätzte Grenzlast des Verpresskörpers

d_0 Durchmesser Verpresskörper (Bohrung)

l_0 Länge Verpresskörper

τ_M Mantelreibungswert des bindigen Bodens

6.3.3 Tragfähigkeit von Ankern in Fels

Bei vorgespannten Ankern im Fels hat der Verpresskörper in der Regel Abmessungen zwischen 100 und 150 mm und Längen von 4 bis 10 m. Ähnlich wie bei den Ankern im Boden (nichtbinden und bindigen Böden) nimmt die Mantelreibung mit zunehmender Länge des Verpresskörpers unterproportional zu. Aufgrund der hohen übertragbaren Scherspannungen in der Verpresskörper-Fels Fuge wird das luftseitige Ende des Verpresskörpers stärker zur Übertragung der Kräfte genutzt als das felsseitige Ende.

In Tab. 6.1 sind Richtwerte für die Mantelreibungswerte im Gebrauchszustand in verschiedenen Felsarten angegeben. Diese angegebenen Richtwerte gelten in erster Linie für den Entwurf von Felsankern mit Verpresskörperlängen von $l_0 = 3$ bis 6 m [48]. Bei größeren Längen z.B. $l_0 = 8$ m sind die Werte um 15 % bzw. bei $l_0 = 10$ m um 30 % abzumindern. Neben der Art des Gesteins spielen die Verwitterung, der Grad der mineralischen Bindung, und die Abstände im Trennflächengefüge eine Rolle. Hierbei ist im Zweifelsfall immer der ungünstigere Fall maßgebend. Zusätzlich haben auch noch mehrere nicht in der Tab. 6.1 berücksichtigte Faktoren Einfluss auf die Mantelreibung. Diese sind z.B. der Bohrvorgang, Wasserzutritte ins Bohrloch, Verpressdrücke, etc. Für gesunden Fels kann angenommen werden, dass meistens nicht das Versagen entlang der Mantelfläche maßgebend ist, sondern die Grenztragkraft der Ankerkonstruktion. Bei vorgespannten Ankern im Boden (nichtbindige und bindige Böden) ist meist genau das Gegenteil der Fall.

Die hohen Mantelreibungswerte im Fels verleiten immer wieder dazu, dass besonders kurze Verpresskörper geplant und ausgeführt werden. Der Verpresskörper sollte jedoch niemals unter 4 bis 5 m Länge sein, da er sonst bei lokalen Unstetigkeitsstellen (Verwitterung, Klüftung) im Fels diese nicht überbrücken kann [54].

Tab. 6.1: Richtwerte für Mantelreibung τ_F in MN/m² zur Abschätzung der Gebrauchslast von Ankern im Fels, adaptiert nach [48]

	Gesteinsart		
	Massige Erstarungs- und Umwandlungsgesteine: Granite, Diorite, Gneise, Basalte, Porphyre, Quarzite, Gabbro, Melaphyre, Diabase	Feste Sedimentgesteine: Konglomerate, Brekzien, Arkosen, Sandgesteine, Kalksteine, Dolomite, Tonschiefer, Grauwacken	Weichere oder veränderlich feste Gesteine: Mergelsteine, Schluffsteine, Tonsteine
a) Verwitterungsgrad b) Grad der mineralischen Bindung c) Trennflächengefüge			
a) unverwittert b) sehr gute mineralische Bindung c) größer 0,5 – 1,0 m	1,5	1,0	0,7
a) angewittert b) gute mineralische Bindung c) im Dezimalbereich (0,1 – 0,2 m)	1,0	0,7	0,4
a) stark verwittert b) mäßige mineralische Bindung c) in cm-Bereich	0,5	0,3	0,15 (oder Werte für bindigen Boden mit Sicherheitsbeiwerten)

Für annähernd zylindrische Verpresskörper können die Grenzlaster für Anker in Fels, ähnlich wie in Gleichung (6.5) berechnet werden. In Gleichung (6.6) wird nur der Mantelreibungsbeiwert des bindigen Bodens τ_M durch den Mantelreibungsbeiwert für Fels τ_F ersetzt.

$$F_{ult} = \pi \cdot d_0 \cdot l_0 \cdot \tau_F \quad (6.6)$$

τ_F Mantelreibungswert für Fels

7 Modellierung des Systemverhaltens von vorgespannten Ankern

7.1 Modellbildung des vorgespannten Ankers mit gekoppelten Federsystemen

Das vorliegende Kapitel befasst sich mit der theoretischen Analyse des Tragverhaltens von vorgespannten Ankern mittels eines Systems aus gekoppelten Federn.

Nachdem Aufbringen der Vorspannkraft (Ausgangszustand), das mit einem System aus zwei mit gleicher Kraft belasteten Einzelfedern abgebildet werden kann, werden die Auswirkungen der Änderung der Vorspannkraft zufolge äußerer Kräfte anhand eines Systems aus zwei parallel geschalteten Federn analysiert. Die eine Feder bildet die Reaktion im Anker ab, die andere jene im Boden.

Der Verpresskörper wird als unverschieblich im Boden angenommen, Verschiebungen des Verpresskörpers zur Luftseite werden folglich nicht berücksichtigt. Ebenso wird der Keilschlupf nicht betrachtet. Verformungen des Verpresskörpers, die durch eine seriell mit dem Zugglied gekoppelte Feder abgebildet werden können, werden ebenfalls vernachlässigt. Diese Vereinfachungen stellen jedoch keine bedeutenden Einschränkungen dar, da die wesentlichen Zusammenhänge der Reaktionen im vorgespannten Anker und im Boden zufolge des Aufbringens von äußeren Kräften mit dem vorliegenden Modell sehr gut gezeigt werden können. Eine Erweiterung des Modells ist jedoch ohne Schwierigkeiten möglich.

Die Idee zu diesem Verfahren stammt aus dem Stahlbau und wird dort bei vorgespannten Schraubenverbindungen („Vorspanndreieck“) eingesetzt. OSTERMAYER [43], [48] formulierte als erster die Idee, einen vertikalen vorgespannten Anker als gekoppeltes Federsystem darzustellen.

Die Grundlage des Konzeptes bildet die aus der Mechanik bekannte Definition für eine lineare Feder. Gleichung (7.1) beschreibt den Zusammenhang zwischen der Kraft P und dem Federweg δ durch die Federkonstante C :

$$P = C \cdot \delta \quad (7.1)$$

P Federkraft [kN]

C Federkonstante [kN/mm]

δ Federweg [mm]

Im ersten Schritt wird die Vorspannkraft P_S aufgebracht (Ausgangszustand). Aus Gleichgewichtsgründen müssen die Kräfte im Anker, ausgedrückt durch die Kraft im Stahlzugglied P_S (Zug) und im Boden, ausgedrückt durch die resultierende Reaktionskraft P_B (Druck), betragsmäßig gleich groß sein. Dieser „eingepägte Zustand“ ist dadurch gekennzeichnet, dass durch das Vorspannen des Ankers eine Längenänderung δ_S im Ankerzugglied („Dehnung“) und eine Zusammendrückung δ_B im Boden („Stauchung“) in entgegengesetzter Richtung auftreten, die in Abhängigkeit von den Federsteifigkeiten des Stahlzugglieds des Ankers C_S und des Bodens C_B im Allgemeinen unterschiedlich groß sind. Der Vorgang des Vorspannens kann durch zwei mit gleicher Kraft belastete Einzelfedern abgebildet werden (siehe Abb. 7.1).

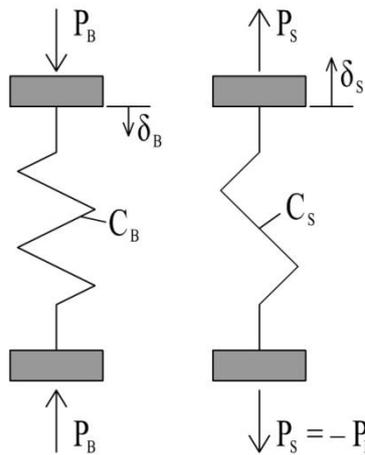


Abb. 7.1: Federmodell des Anker-Boden-Systems zur Abbildung der Vorspannung, bestehend aus zwei seriellen Federn

Das Aufbringen einer äußeren Last Z im zweiten Schritt, beispielsweise durch den Aushub einer mittels vorgespannter Anker zurückgehaltenen Baugrubenwand, führt aus Gleichgewichtsgründen zu Änderungen der Kräfte im Stahlzugglied um Z_S (Erhöhung der Zugkraft) auf $P_{S,Z}$ und im Boden um Z_B (Verringerung der Bodenreaktionskraft) auf $P_{B,Z}$. Die Änderung der Kräfte ist in Abhängigkeit von den Federsteifigkeiten des Stahlzugglieds des Ankers C_S und des Bodens C_B im Allgemeinen unterschiedlich groß. Aus Gründen der Verformungsverträglichkeit sind nun hingegen die Federwege von Stahlzugglied und Boden, ausgedrückt durch δ_{SZ} , gleich groß. Der Vorgang des Aufbringens einer äußeren Last kann durch eine parallele Schaltung der beiden Federsteifigkeiten abgebildet werden (siehe Abb. 7.2).

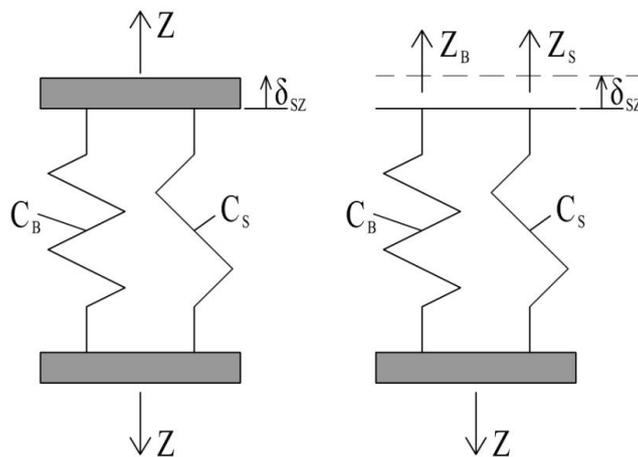


Abb. 7.2: Federmodell des Anker-Boden-Systems im vorgespannten Zustand zur Abbildung des Aufbringens einer äußeren Last Z , bestehend aus zwei parallelen Federn

Erfolgt die Erhöhung der äußeren Last Z soweit, dass die Bodenreaktionskraft $P_{B,Z}$ Null wird, so wird die durch die ursprüngliche Vorspannung im Boden hervorgerufene Verformung, ausgedrückt durch den Federweg δ_B , rückgängig gemacht und der Boden vollkommen entlastet. Weitere Laststeigerungen über diesen Grenzwert Z_{gr} hinaus führen direkt zu einer Ankerkrafterhöhung vergleichbar mit einem schlaffen (nicht vorgespannten) Anker, wobei jedoch die Gesamtverformungen im Boden um den Betrag der durch die Vorspannung bewirkten Zusammendrückung des Bodens δ_B geringer sind.

In Abb. 7.3 sind die beschriebenen Phasen vor und nach dem Vorspannen sowie nach dem Aufbringen einer äußeren Last für einen vorgespannten Anker graphisch dargestellt, im Vergleich dazu auch die Phasen für einen schlaffen (nicht vorgespannten) Anker.

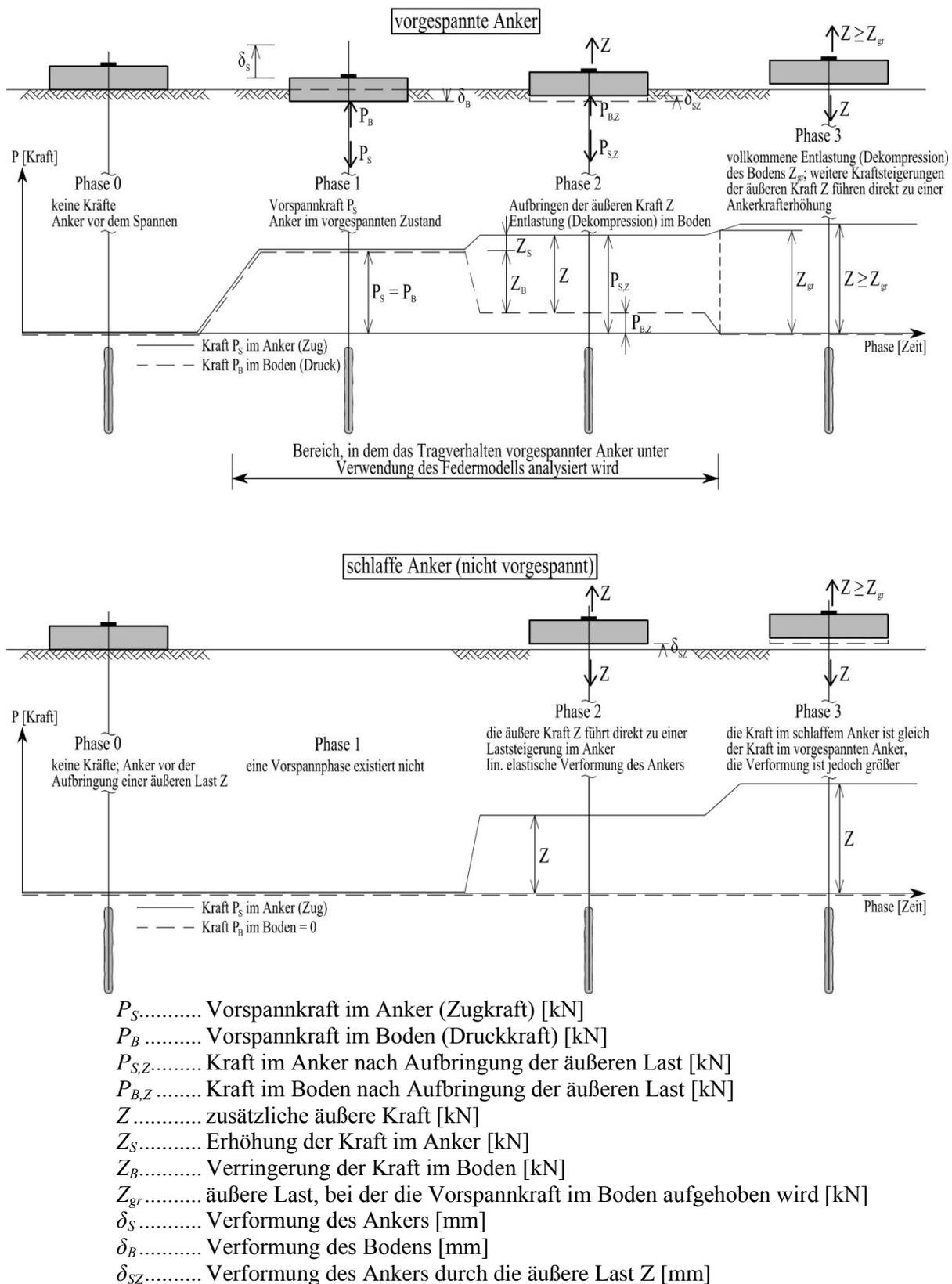


Abb. 7.3: Zusammenhänge der Kräfte und Verschiebungen bei vorgespannten und schlaffen (nicht vorgespannten) Anker in den verschiedenen Phasen

7.1.1 Federmodell des Anker-Boden-Systems im vorgespannten Zustand

Im vorgespannten Zustand wird das Anker-Boden-System durch ein Modell mit zwei parallel geschalteten Federn abgebildet (siehe Abb. 7.2).

Wird das System durch eine zusätzliche äußere Kraft Z , beispielsweise aus einer Verkehrslast oder einem weiteren Aushub, belastet, so lässt sich die Aufteilung der Kräfte auf Boden und Anker folgendermaßen herleiten:

$$Z = Z_B + Z_S \quad (7.2)$$

$$Z_B = C_B \cdot \delta_{SZ} \quad (7.3)$$

$$Z_S = C_S \cdot \delta_{SZ} \quad (7.4)$$

Z zusätzliche äußere Kraft [kN]

Z_B zusätzliche Kraft Boden (Fels) [kN]

Z_S zusätzliche Kraft Anker [kN]

C_B Federkonstante Boden (Fels) [kN/mm]

C_S Federkonstante Anker [kN/mm]

δ_{SZ} Verformung am Ankerkopf [mm]

Nach Einsetzen der Gleichungen (7.3) und (7.4) in (7.2) ergibt sich:

$$Z = C_B \cdot \delta_{SZ} + C_S \cdot \delta_{SZ} = \delta_{SZ} \cdot (C_B + C_S) \quad (7.5)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (7.4) in die obige Gleichung erhält man:

$$Z = \frac{Z_S}{C_S} (C_S + C_B) \quad (7.6)$$

Die zusätzliche Kraft im Anker Z_S zufolge der zusätzlichen aufgebrauchten äußeren Kraft Z erhält man durch Umformen der obigen Gleichung (7.6):

$$Z_S = \frac{C_S}{C_S + C_B} Z \quad (7.7)$$

Analog ergibt sich die zusätzliche Kraft im Boden Z_B durch Einsetzen der Gleichung (7.3) in Gleichung (7.6) zu:

$$Z_B = \frac{C_B}{C_S + C_B} Z \quad (7.8)$$

Um die relative Kraftänderung im Anker zufolge einer zusätzlichen äußeren Last zu beschreiben, wird der Parameter v_S eingeführt. Dieser stellt das Verhältnis zwischen der zusätzlichen Kraft Z_S im Anker zur zusätzlich aufgebrauchten äußeren Kraft Z dar:

$$v_S = \frac{Z_S}{Z} = \frac{C_S}{C_S + C_B} \quad (7.9)$$

v_S relative Kraftänderung im Anker []

Analog gilt für die relative Kraftänderung v_B im Boden:

$$v_B = \frac{Z_B}{Z} = \frac{C_B}{C_S + C_B} \quad (7.10)$$

v_B relative Kraftänderung im Boden []

7.1.2 Anwendung des Federmodells für vertikale vorgespannte Anker

Die Anwendung des Federmodells erfolgt nachfolgend an einem vorgespannten vertikalen Anker gemäß Abb. 7.4. Dabei wird am bereits mit der Vorspannkraft P_S vorgespannten Anker, eine äußere vertikale Kraft Z aufgebracht. Dadurch kommt es zu einem theoretischen „Abheben“ der Ankerplatte mit der Verschiebung δ_{SZ} .

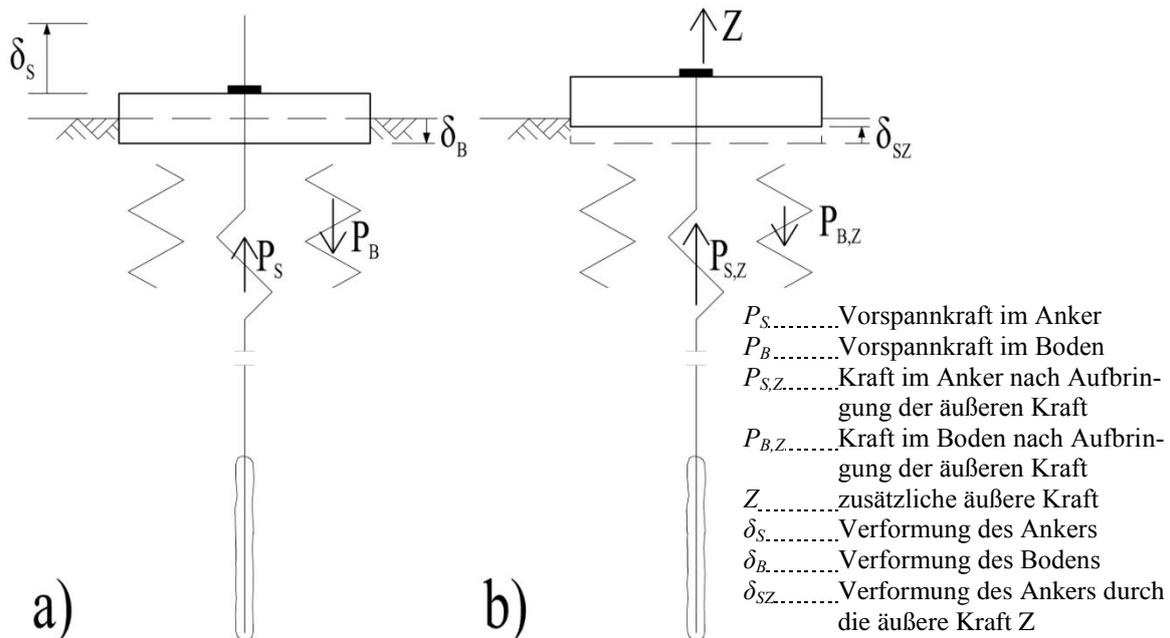


Abb. 7.4: a) vorgespannter Anker nach dem Vorspannen; b) vorgespannter Anker nach der Aufbringung der äußeren Kraft Z

Durch das Aufbringen der äußeren Kraft Z kommt es zu einer Aufteilung der Kräfte im System. Der Lastanteil im Anker ergibt sich zu:

$$Z_S = v_S \cdot Z \quad (7.11)$$

Der Lastanteil im Boden ergibt sich analog zu:

$$Z_B = v_B \cdot Z \quad (7.12)$$

Somit kann die jeweilige Gesamtlast im Anker und im Boden zufolge der aufgebrachten äußeren Kraft folgendermaßen angeschrieben werden:

$$P_{S,Z} = P_S + v_S \cdot Z \quad (7.13)$$

$$P_{B,Z} = P_S - v_B \cdot Z \quad (7.14)$$

P_S Vorspannkraft im Anker [kN]

v_S relative Kraftänderung im Anker []

v_B relative Kraftänderung im Boden []

$P_{S,Z}$ Kraft im Anker nach Aufbringung der äußeren Kraft Z [kN]

$P_{B,Z}$ Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Kraft Z [kN]

Ermittlung der maximal möglichen äußeren Last unter Aufrechterhaltung einer Vorspannung

Die Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Kraft $P_{B,Z}$ setzt sich zusammen aus der Vorspannkraft P_S abzüglich dem Anteil der äußeren Kraft $v_B \cdot Z$:

$$P_{B,Z} = P_S - v_B \cdot Z \quad (7.15)$$

Wird nun die äußere Kraft Z gesteigert, wird die Kraft im Boden $P_{B,Z}$ verringert. Die komplette Entlastung des Bodens $P_{B,Z}$ wird erreicht, wenn der Anteil der äußeren Kraft im Boden $v_B \cdot Z$ der Vorspannkraft P_S entspricht, d. h. die Kraft im Boden $P_{B,Z}$ wird zu Null:

$$P_{B,Z} = 0 \quad \rightarrow \quad Z = Z_{gr} = \frac{P_S}{v_B} \quad (7.16)$$

P_S Vorspannkraft im Anker [kN]

$P_{B,Z}$ Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Kraft Z [kN]

v_B relative Kraftänderung im Boden []

Z zusätzliche äußere Kraft [kN]

Z_{gr} zus. äußere Kraft, bei der die Vorspannwirkung aufgehoben wird [kN]

Um die Wirkung eines vorgespannten Ankers zu gewährleisten, muss somit folgende Bedingung erfüllt sein:

$$Z_{gr} > Z \quad (7.17)$$

7.1.3 Grafische Darstellung anhand des Vorspanndreiecks

Mit Hilfe des aus dem Stahlbau für vorgespannte Schraubenverbindungen bekannten „Vorspanndreiecks“ lassen sich die im vorigen Kapitel hergeleiteten Gleichungen grafisch darstellen.

Dabei werden auf der Abszisse die Verformungen δ und auf der Ordinate die Kräfte P betragsmäßig aufgetragen. Die Federkonstanten C_S des Ankers und C_B des Bodens stellen den Winkel zwischen der Abszisse und der geneigten Geraden dar. Die Verformung („Dehnung“) des Ankers wird in positiver Abszissenrichtung und die Verformung („Stauchung“) des Bodens wird in negativer Abszissenrichtung aufgetragen. Trägt man nun auf der Ordinatenachse die Vorspannkraft P_S auf und schneidet diese waagrecht mit der Geraden C_S , erhält man auf der Abszisse die Ankerverformung δ_S . Verschiebt man nun die Gerade der Federkonstante C_B parallel in diesen Schnittpunkt zwischen P_S und der Geraden C_S , erhält man das „fett“ dargestellte Dreieck, in dem die äußere Last Z aufgetragen wird. Die äußere Last wird in diesem Dreieck als vertikale Linie (fett) so lange in die positive Abszissenrichtung verschoben, bis sie genau zwischen die beiden Dreieckslinien (fett) passt. Verlängert man nun die horizontale Linie der Vorspannkraft P_S gedanklich, so kann man an dieser Grenze die äußere Last Z in einen Teil oberhalb und einen Teil unterhalb der Grenzlinie P_S teilen. Der Teil oberhalb stellt die Erhöhung der Kraft im Anker Z_S dar und der Teil unterhalb stellt die Verringerung der Vorspannkraft im Boden Z_B dar.

Vorspanndreieck für schlaffe, nicht vorgespannte Anker

Abb. 7.6 zeigt zu Vergleichszwecken das Vorspanndreieck für einen nicht vorgespannten Anker. Deutlich ersichtlich ist, dass jede zusätzliche Kraft zu einer Erhöhung der Ankerkraft führt und zu einer Vergrößerung der Verformung.

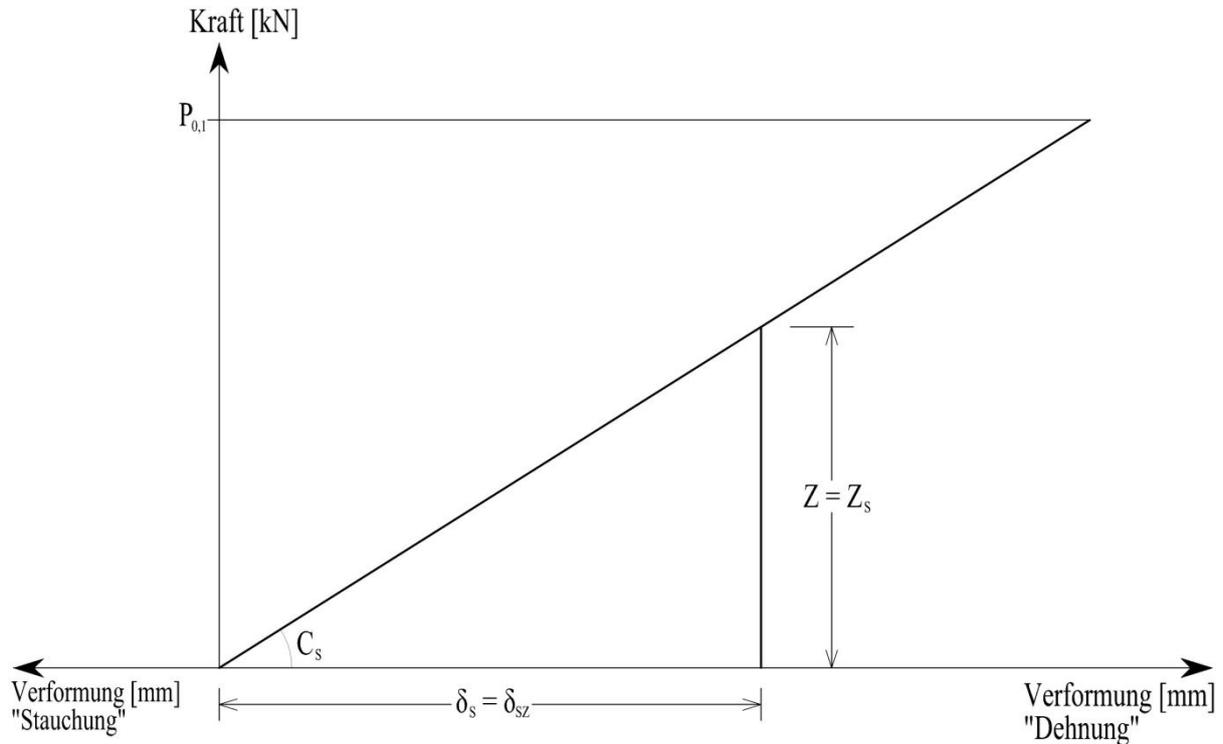


Abb. 7.6: Kraft-Verformungs Diagramm eines nicht vorgespannten (schlaffen) Ankers

7.1.4 Grafische Darstellung des Zusammenhanges zwischen Vorspannung und Aufbringung einer äußeren Last

Eine Alternativdarstellung der Vorspannwirkung stellt die Gegenüberstellung der äußeren und der inneren Kräfte dar.

In Abb. 7.7 werden auf der Abszisse die äußeren Kräfte aufgetragen und auf der Ordinate die inneren Kräfte. Die inneren Kräfte setzen sich aus Zugkräften im Anker und Druckkräften im Boden zusammen. Die Zugkräfte werden auf der positiven und die Druckkräfte auf der negativen Ordinate aufgetragen. Die Vorspannkraft im Anker P_S (Zugkraft) wird auf der positiven Ordinate und die Vorspannkraft im Boden P_B (Druckkraft) auf der negativen Ordinate aufgetragen. Ist die äußere Kraft Z ist Null, so ist die Vorspannkraft im Anker P_S und im Boden P_B die einzige Kraft im System. Wird nun eine äußere Kraft Z ungleich Null aufgebracht (aufgetragen auf der Abszisse), so wird der Schnittpunkt mit den beiden geneigten Geraden v_S und v_B (fett) gebildet. Auf der negativen Ordinate ergeben sich so die Verringerung der Kraft im Boden Z_B und die Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Last $P_{B,Z}$. Auf dem positiven Ordinatenast sind somit die Kraft im Anker nach Aufbringen der äußeren Last $P_{S,Z}$ und die Erhöhung der Ankerkraft Z_S ablesbar.

Der Schnittpunkt der Geraden mit der Steigung v_S mit der ersten Meridiane, ist der Punkt, an dem die Vorspannkraft im Boden vollständig aufgehoben ist (Z_{gr}). Ab diesem Punkt gibt es kein gekoppeltes paralleles Federsystem mehr und eine weitere Erhöhung der äußeren Kräfte führt direkt zu einer Erhöhung der Ankerkraft. Dies ist der „fett“ markierte Abschnitt auf der

ersten Meridiane. Bei einem nicht vorgespannten System wären die Schnittpunkte zwischen inneren und äußeren Kräften immer auf der ersten Meridiane.

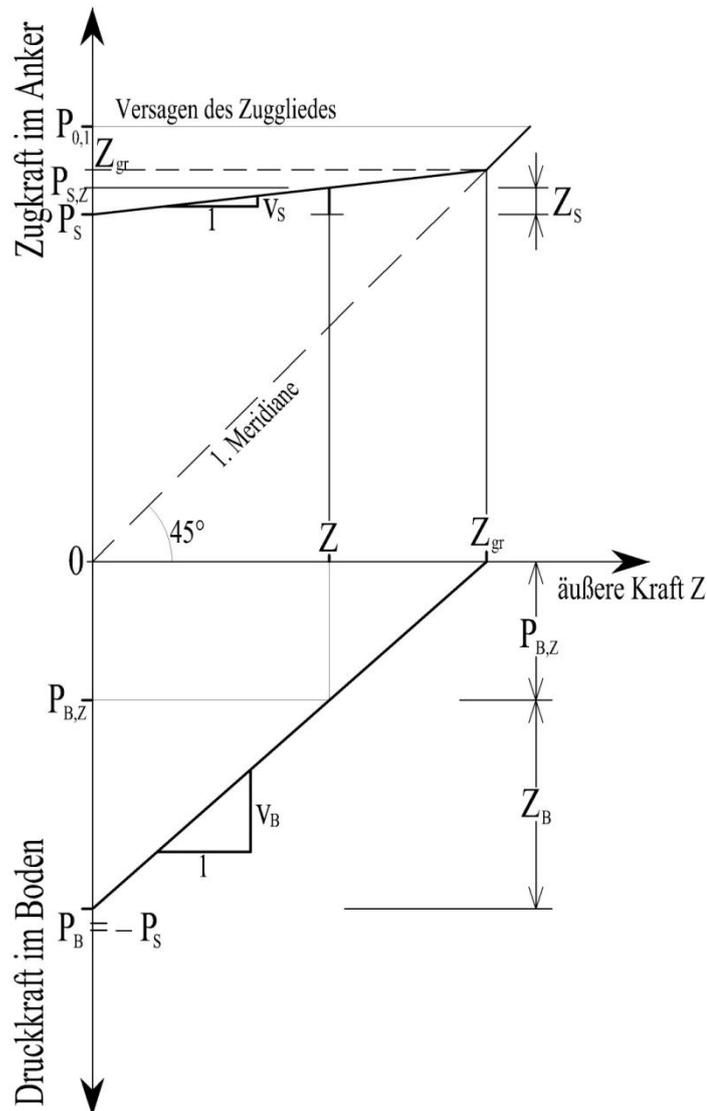


Abb. 7.7: Grafische Darstellung des Zusammenhanges zwischen der Vorspannung und der Aufbringung einer äußeren Last

Legende zu Abb. 7.7

- P_S Vorspannkraft im Anker (Zugkraft)
- P_B Vorspannkraft im Boden (Druckkraft)
- $P_{S,Z}$ Kraft im Anker nach Aufbringung der äußeren Last
- $P_{B,Z}$ Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Last
- $P_{0,1}$ Kraft bei der 0,1 % Dehngrenze des Spannstahls
- Z zusätzliche äußere Kraft
- Z_S Erhöhung der Kraft im Anker
- Z_B Verringerung der Kraft im Boden
- Z_{gr} zusätzliche äußere Kraft, bei der die Vorspannwirkung aufgehoben wird
- v_s relative Kraftänderung im Anker
- v_B relative Kraftänderung im Boden

7.1.5 Adaptierung der Herleitung für geneigte bzw. horizontale vorgespannte Anker

Geneigte bzw. horizontale vorgespannte Anker sind in der Praxis deutlich häufiger anzutreffen als vertikale vorgespannte Anker. Die Darstellung der Vorspannwirkung mit Hilfe eines gekoppelten Federsystems ist dabei grundsätzlich nach demselben Prinzip wie bei vertikalen Ankern möglich. Bei horizontalen Ankern stellt die Baugrubenwand eine zusätzliche parallel geschaltete Feder dar. Die Federkonstante des Bodens C_B und die Federkonstante der Wand C_W sind parallel geschaltet und wirken somit wie eine einzelne jedoch steifere Feder. Fortan wird anstatt der Federkonstante C_B des Bodens die Federkonstante des Boden-Wand-Systems C_{BW} eingeführt. Es gilt somit:

$$C_{BW} = C_B + C_W \quad (7.18)$$

C_{BW} Federkonstante des Bodens-Wand-Systems [kN/mm]

C_W Federkonstante der Wand [kN/mm]

C_B Federkonstante des Bodens [kN/mm]

Die relative Kraftänderung im Anker v_s ergibt sich somit analog zu Gleichung (7.9):

$$v_s = \frac{C_{SH}}{C_{SH} + C_{BW}} = \frac{Z_S}{Z} \quad (7.19)$$

Für die relative Kraftänderung v_B im Boden gilt analog dazu:

$$v_B = \frac{C_{BW}}{C_{SH} + C_{BW}} = \frac{Z_S}{Z} \quad (7.20)$$

v_s relative Kraftänderung im Anker []

C_{BW} Federkonstante des Bodens-Wand-Systems [kN/mm]

C_{SH} Federkonstante des Ankers bezogen auf die Horizontale [kN/mm]

Z zusätzliche äußere Kraft [kN]

Z_S Erhöhung der Kraft im Anker [kN]

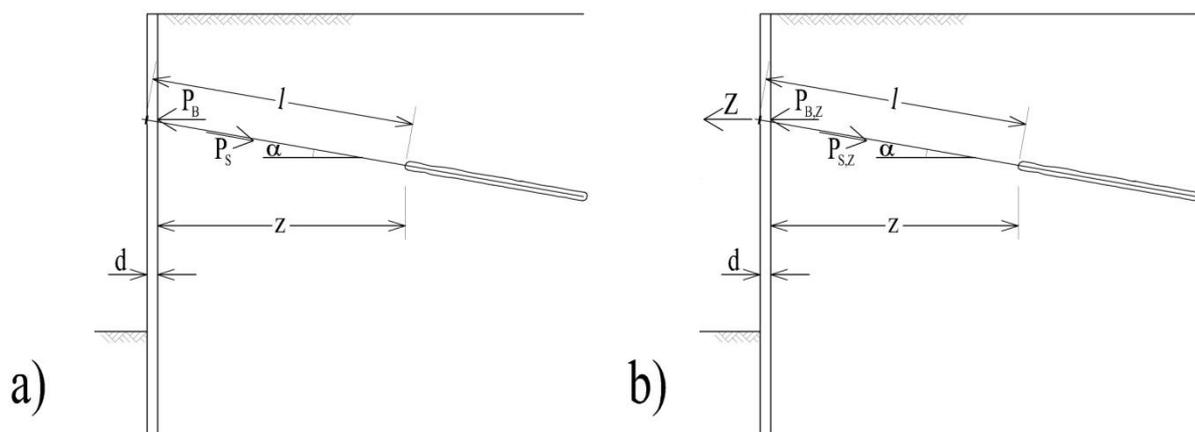


Abb. 7.8: Systemskizze eines geneigten bzw. horizontal vorgespannten Ankers; a) ohne äußere Kraft Z ; b) mit äußerer Kraft Z

7.2 Bestimmung der Federkonstante für das Stahlzugglied von Ankern

Die Bestimmung der Federkonstante für das Stahlzugglied des Ankers C_S erfolgt bei linear elastischem Verhalten für Stäbe (Spannstähle) entsprechend Gleichung (7.21):

$$C_S = \frac{EA_S}{l} \quad (7.21)$$

C_S Federkonstante des Stahlzugglieds [kN/mm]

EA_S Dehnsteifigkeit des Ankers [kN]

l freie Ankerlänge [mm]

Bei Ankern, die wie in Abb. 7.8 aus der horizontalen Achse geneigt sind, errechnet sich die auf die horizontale Achse bezogene Federkonstante des Ankers C_{SH} nach Gleichung (7.21) aus [45]:

$$C_{SH} = \frac{EA_S}{l} \cdot \cos^2(\alpha) \quad (7.22)$$

C_{SH} Federkonstante des Ankers bezogen auf die Horizontale [kN/mm]

α Winkel zwischen Ankerachse und der Horizontalen [°]

Wenn die Gleichung (7.21) nicht in Abhängigkeit der Ankerlänge l sondern der horizontalen Projektion z dargestellt wird, ergibt sich Gleichung (7.22):

$$C_{SH} = \frac{EA_S}{z+d} \cdot \cos^3(\alpha) \quad (7.23)$$

z horizontale Projektion [mm]

d Dicke der Verbauwand [mm]

7.3 Bestimmung der Federkonstante für den Boden bei vertikalen Ankern

Die Bestimmung der Federkonstante des Bodens C_B für vertikale oder horizontale bzw. geneigte vorgespannte Anker ist nicht trivial. Zwei Ansätze für einen vertikalen vorgespannten Anker und einen horizontalen bzw. geneigten Anker werden in den Kapiteln 7.3.1 und 7.3.2 vorgestellt.

Die Formeln zur Setzungsberechnung bei Flachgründungen werden herangezogen, um eine Federkonstante C_B für den Boden zu bestimmen. Die Ankerkopfplatte wird hierbei als Flachfundierung betrachtet und die Verschiebung δ_{SZ} (meist mit s bezeichnet) stellt die Setzung des Fundamentes dar. In den folgenden zwei Unterkapiteln werden aus den zwei Varianten zur Setzungsberechnung von Flachgründungen die Gleichungen für die Bestimmung der Federkonstante C_B hergeleitet. Diese sind die Varianten über die:

- Direkte Setzungsberechnung über geschlossene Formeln;
- Indirekte Setzungsberechnung;

7.3.1 Bestimmung der Federkonstante C_B über direkte Setzungsberechnung

Die Setzungsberechnung über geschlossene Formeln sind in ÖNORM B 4431:1983 [37], DIN 4019:1979 [10] oder E DIN 4019:2011 [16] genormt. Verschiedene Autoren wie STEINBRENNER [50] und KANY [26] haben für die Bestimmung der Setzung Berechnungsverfahren entwickelt.

Allen Verfahren der direkten Setzungsberechnung ist gleich, dass die Grundformel für die Setzung s immer von der Form in Gleichung (7.27) ist. Es gibt immer einen Setzungsbeiwert f , der von der Geometrie des Gründungskörpers (Ankerplatte) und der Einflusstiefe z abhängig ist. In den Veröffentlichungen von STEINBRENNER [50] und KANY [26] wird dieser über Diagramme bestimmt. In diesen ist es möglich, die Geometrie und die Einflusstiefe zu variieren. Für die Parameter wie Querdehnzahl ν oder den Punkt, unter welchem die Setzung s bestimmt wird, gibt es eigene Diagramme. Besonders auf die Querdehnzahl ist zu achten, da die Diagramme meist für die Extremwerte $\nu = 0$ oder $\nu = 0,5$ bestimmt sind.

Die Bestimmung der Federkonstante C_B aus der direkten Setzungsberechnung soll hier anhand der in der Entwurfsnorm E DIN 4019:2011 [16] angegebenen Variante hergeleitet werden, da diese eine Möglichkeit zur Bestimmung des Setzungsbeiwertes f (nach STEINBRENNER [50]) vorsieht, die unabhängig von Diagrammen und von der Querdehnzahl anwendbar ist, siehe Gleichung (7.31). Der Setzungsbeiwert f wird unter dem „kennzeichnenden Punkt K“ bestimmt, da in diesem Punkt die Setzungen für schlaffe und unendlich steife Flachfundierungen (Ankerplatten) gleich sind.

Die folgenden Zusammenhänge werden für die Bestimmung der Federkonstante benötigt. Bei der Idealisierung des Bodens als linear-elastisches Material gilt der Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul E und Steifemodul E_S .

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} E_S \quad (7.24)$$

E Elastizitätsmodul (YOUNG'scher Modul) [MN/m²]

E_S Steifemodul bei verhinderter Seitendehnung [MN/m²]

ν Querdehnungszahl (POISSON'sche Zahl) []

Die E DIN 4019:2011 [16] führt den Rechenmodul E^* ein, um in der Berechnung eine einheitliche Bezeichnung verwenden zu können. Der Rechenmodul E^* wurde bisher in der DIN 4019:1979 [10] als mittlerer Zusammendrückungsmodul $E_m = E_S / \chi$ definiert. Der mittlere Korrekturbeiwert χ wird zukünftig nichtmehr anhand einer Tabelle abgeschätzt sondern über die Querdehnzahl ν ($\chi = 1 - \nu^2$) bestimmt.

$$E^* = \frac{E}{1-\nu^2} \quad (7.25)$$

E^* Rechenmodul lt. E DIN 4019:2011 [16] [MN/m²]

Zusätzlich wird hier die Vereinfachung einer konstanten Spannung σ_{z0} unter dem flachen Gründungskörpers (Ankerplatte) angenommen.

$$\sigma_{z0} = \frac{P_B}{A} \quad (7.26)$$

σ_{z0} Spannung in der Ankerplattenfuge [kN/m²]

P_B Vorspannkraft im Boden $P_B = - P_S$ [kN]

Die Ausgangsgleichung für die Berechnung der Setzung s unter einer schlaffen rechteckigen Lastfläche A (Ankerplattenfläche $A = a \cdot b$), wobei b die kürzere Seite ist, lautet:

$$s = \frac{\sigma_{z0} \cdot b \cdot f}{E^*} \quad (7.27)$$

f Setzungsbeiwert [1]

Nun ersetzt man s in Gleichung (7.27) durch $P_B = C_B \cdot s$ und σ_{z0} durch (7.26).

$$\frac{P_B}{C_B} = \frac{P_B \cdot b \cdot f}{A \cdot E^*} \quad (7.28)$$

Nach Kürzen von P_B und Umformen von (7.28) kommt man zur Gleichung (7.29).

$$E^* A = C_B \cdot b \cdot f \quad (7.29)$$

Formt man diese nach C_B um ergibt sich die Gleichung für die Federkonstante C_B des Bodens. Im Zähler befindet sich die zusammengesetzte Größe $E^* A$ (Dehnsteifigkeit). Dieser wird gebrochen durch das Produkt aus der kleineren Breite b mit dem Setzungsbeiwert f .

$$C_B = \frac{E^* A}{b \cdot f} \quad (7.30)$$

Der Setzungsbeiwert f kann, wie an früherer Stelle beschrieben, durch Ablesen aus Diagrammen nach STEINBRENNER [50] und KANY [26] bestimmt werden oder nach Gleichung (7.31) und (7.32).

Der Setzungsbeiwert f ist für den Randpunkt R gleich f_R nach (7.32). Soll der Setzungsbeiwert f für den kennzeichnenden Punkt K bestimmt werden, geht man folgendermaßen vor. Für die Flächen A_1 bis A_4 nach Abb. 7.9 wird jeweils $f_{R,1}$ bis $f_{R,4}$ bestimmt und darüber wird nach Gleichung (7.31) die Summe gebildet, um auf den Setzungsbeiwert $f = f_K$ für den kennzeichnenden Punkt zu kommen.

$$f_K = \sum_{j=1}^4 f_{R,j} \quad (7.31)$$

f_K Setzungsbeiwert unter dem kennzeichnenden Punkt [1]

f_R Setzungsbeiwert unter dem Eckpunkt der Ankerplatte [1]

Wird die Gleichung (7.32) wie oben beschrieben für die vier Teilflächen A_j bestimmt, sind die Abmessungen a und b der Teilflächen mit einem Index zu versehen. Die Teilfläche A_1 hat die Abmessungen $a_1 \cdot b_1$, die Teilfläche A_2 hat die Abmessung $a_2 \cdot b_2$, usw. Die Gleichung (7.32) ist in Anlehnung an STEINBRENNER [50] hergeleitet.

$$f_R = \frac{1}{\pi \cdot b} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left[a \cdot \ln \left(\frac{(b + \sqrt{a^2 + b^2}) \cdot \sqrt{a^2 + z^2}}{a \cdot (b + \sqrt{a^2 + b^2 + z^2})} \right) + b \cdot \ln \left(\frac{(a + \sqrt{a^2 + b^2}) \cdot \sqrt{b^2 + z^2}}{b \cdot (a + \sqrt{a^2 + b^2 + z^2})} \right) \right] + \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot b} \cdot (1 - \nu - \nu^2) \cdot z \cdot \arctan \left(\frac{a \cdot b}{z \cdot \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right) \quad (7.32)$$

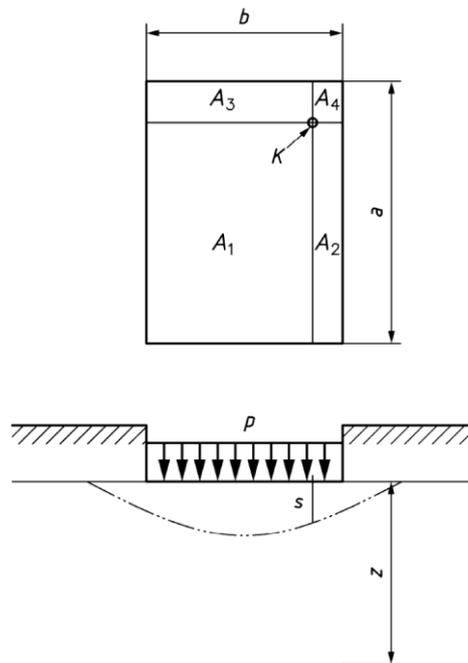


Abb. 7.9: Einteilung der Fundamentfläche in Teilflächen A_j mit je einem Eckpunkt R im Kennzeichnenden Punkt K, aus [16]

7.3.2 Bestimmung der Federkonstante C_B über indirekte Setzungsberechnungen

Die indirekte Setzungsberechnung ist in ÖNORM B 4431:1983 [37], DIN 4019:1979 [10] oder E DIN 4019:2011 [16] genormt. Verschiedene Autoren wie STEINBRENNER [50] und KANY [26] haben für die Bestimmung der Setzung, Berechnungsverfahren und Diagramme entwickelt.

Die indirekte Setzungsberechnung ist etwas aufwendiger in der Anwendung als die direkte Setzungsberechnung über geschlossene Formeln. Doch hat sie den Vorteil, dass geschichtete Böden mit verschiedenen Bodenkennwerten berücksichtigt werden können.

Die Bestimmung der Federkonstante C_B aus der indirekten Setzungsberechnung soll hier anhand der in der Entwurfsnorm E DIN 4019:2011 [16] angegebenen Variante hergeleitet werden.

Die Spannung in der Ankerplattenfuge ist hier gleich der Spannung in der Fundamentfuge. Die Spannung in der Ankerplattenfuge σ_{z0} setzt sich zusammen aus der Sohlspannung aufgrund der Vorspannung σ_0 minus der Überlagerungsspannung $\sigma_{\bar{u}}$. Dies ist in Gleichung (7.33) dargestellt. Da sich im gegenständlichen Fall die Ankerplatte auf der Oberfläche befindet, ist die Überlagerungsspannung Null. Die Sohlspannung in der Ankerplattenfuge σ_{z0} kann somit wie in Gleichung (7.26) bestimmt werden.

$$\sigma_{z0} = \sigma_0 - \sigma_{\bar{u}} = \sigma_0 - \underbrace{\gamma \cdot d}_{=0} \quad (7.33)$$

σ_0 Spannung aus Vorspannkraft [kN/m²]

$\sigma_{\bar{u}}$ Überlagerungsspannung [kN/m²]

γ Wichte Boden [kN/m³]

d Überlagerung Boden [m]

Die Ausgangsgleichung für die Berechnung der Setzung s unter einer schlaffen rechteckigen Lastfläche A ist in Gleichung (7.34) dargestellt. Der Einflussbeiwert i (nach STEINBRENNER-

Kurven oder Gleichung (7.39) und (7.40)) ist hierbei der Faktor, mit dem die Sohlspannung in der Ankerplattenfuge multipliziert (Abminderung da i immer zwischen 0 und 0,25 variiert) wird. Die verbleibenden Faktoren entsprechen den bekannten Größen aus dem vorhergehenden Kapitel. Der Rechenmodul E^* wird nach Gleichung (7.25) bestimmt. Die Tiefe z und Setzung s (Verschiebung) stellen die in Abb. 7.9 dargestellten Größen dar. Die Grenztiefe z_g wird bei Ankerberechnungen mit der Tiefe z , also dem Abstand zwischen Ankerplatte und Verpresskörper im Boden (\sim freie Ankerlänge), identisch sein.

$$s = \int_{z=0}^{z_g} \frac{i \cdot \sigma_{z0}}{E^*} dz \quad (7.34)$$

i Einflussbeiwert []

z Tiefe zwischen Ankerplatte und Verpresskörper [m]

z_g Grenztiefe, bei der die Bedingung $\sigma_{zus} = 0,2 \cdot \sigma_{\bar{u}}$ erfüllt ist [m]

Die Bedingung für die Grenztiefe z_g ist bei besonders langen Ankern anzuwenden und ist bei durchschnittlichen Ankerlängen für Auftriebs-, und Baugrubensicherungen nicht relevant.

Die Setzung s und die Spannung unter der Ankerplatte σ_{z0} werden durch die Gleichungen $P_B = C_B \cdot s$ und (7.26) ersetzt und in folgende Form gebracht.

$$\frac{P_B}{C_B} = \int_{z=0}^{z_g} \frac{i}{E^*} \cdot \frac{P_B}{A} dz \quad (7.35)$$

Nach Herauslösen von P_B aus dem Integral und Kürzen erhält man die Gleichung (7.36). Falls nur eine Bodenschicht zu berechnen ist, kann der Rechenmodul E^* ebenfalls vor das Integral gestellt werden. Dies wurde hier allerdings nicht getan, da die Anwendung der indirekten Setzungsberechnung zur Bestimmung einer Federkonstante besonders bei geschichteten Untergrundverhältnissen von Interesse ist.

$$A = C_B \cdot \int_{z=0}^{z_g} \frac{i}{E^*} dz \quad (7.36)$$

Nach umformen von Gleichung (7.36) nach C_B ergibt sich Gleichung (7.37). Hier steht das von dem Rechenmodul E^* und dem Einflussbeiwert i abhängige Integral im Nenner. Dieses Integral kann nun, bei genügend kleiner Aufteilung, in guter Näherung in eine Summe übergeführt werden. Der Boden zwischen Ankerplatten Unterkante und der Grenztiefe z_g (meist Ende freie Ankerlänge) wird nun in eine endliche Anzahl aus Bodenschichten geteilt und über diese eine Summe der Schichtdicken Δh_i erstellt.

$$C_B = \frac{A}{\int_{z=0}^{z_g} \frac{i}{E^*} dz} \cong \frac{A}{\sum_i \Delta h_i} \quad (7.37)$$

Das Ergebnis für eine einzelne Schicht ergibt sich nach Gleichung (7.38). Hierbei ist der Index i die Bezeichnung der einzelnen Schicht.

$$\Delta h_i = \frac{h_i}{E_i^*} \cdot i_{m,i} \quad (7.38)$$

Δh_i Hilfwert zur Berechnung der Teilschicht i [m^3/kN]

h_i Schichtdicke der Teilschicht i [m]

$i_{m,i}$ Mittelwert des Einflussbeiwertes in der Teilschicht i []

E_i^* Rechenmodul in der Teilschicht i [kN/m^2]

Der Einflussbeiwert i kann, wie an früherer Stelle beschrieben, aus Ablesen der Diagramme nach STEINBRENNER [50] und KANY [26] für den Einflussbeiwert i bestimmt werden oder nach Gleichung (7.39) und (7.40).

Der Einflussbeiwert i ist für den Randpunkt R gleich i_R nach (7.40). Soll der Einflussbeiwert i für den kennzeichnenden Punkt K bestimmt werden, geht man folgendermaßen vor.

Für die Flächen A_1 bis A_4 nach Abb. 7.9 wird jeweils $i_{R,1}$ bis $i_{R,4}$ bestimmt und darüber wird nach Gleichung (7.39) die Summe gebildet, um auf den Setzungsbeiwert $i = i_K$ für den kennzeichnenden Punkt zu kommen.

$$i_K = \sum_{j=1}^4 i_{R,j} \quad (7.39)$$

i_K Einflussbeiwert unter den kennzeichnenden Punkt [1]

i_R Einflussbeiwert unter dem Eckpunkt der Ankerplatte [1]

Wird die Gleichung (7.40) wie oben beschrieben für die vier Teilflächen A_j bestimmt, sind die Abmessungen a und b der Teilflächen mit einem Index zu versehen. Die Teilfläche A_1 hat die Abmessungen $a_1 \cdot b_1$, die Teilfläche A_2 hat die Abmessung $a_2 \cdot b_2$, usw. Die Gleichung (7.40) ist in Anlehnung an STEINBRENNER [50] hergeleitet.

$$i_R = \frac{1}{2 \cdot \pi} \left[\arctan \left(\frac{a \cdot b}{z \cdot \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \right) + \frac{a \cdot b \cdot z}{\sqrt{a^2 + b^2 + z^2}} \cdot ((a^2 + z^2)^{-1} + (b^2 + z^2)^{-1}) \right] \quad (7.40)$$

7.4 Bestimmung der Federkonstante für das Boden-Wand-System bei geneigten bzw. horizontalen Ankern

In der praktischen Anwendung ist die Bestimmung der Federkonstante C_B für den Boden das Hauptproblem und mit den größten Unsicherheiten behaftet. Deswegen soll ihrer Bestimmung für geneigte bzw. horizontale vorgespannte Anker hier ein eigenes Kapitel gewidmet werden.

Die Aufgabe ist es, eine Federkonstante C_B für den Boden zu bestimmen. Für die Federkonstante C_{SH} des horizontalen Ankers ist dies mit Gleichung (7.22) oder (7.23) durchzuführen. Für die Bestimmung von C_B ist dies deutlich aufwendiger.

Im vorangegangenen Kapitel 7.3 erfolgt die Herleitung der Gleichung zur Bestimmung der Federkonstante C_B über die direkte oder indirekte Setzungsberechnungen. Diese basieren auf dem elastisch isotropen Halbraum, der eine horizontale Schichtung und eine unendliche horizontale Ausdehnung der Schicht voraussetzt. Daher ist die Bestimmung der Federkonstante für Böden C_B bei geneigten bzw. horizontalen vorgespannten Ankern nicht über die indirekte oder direkte Setzungsberechnung möglich.

Die Federkonstante C_{BW} für das Boden-Wand-System (siehe Gleichung (7.18)) bei geneigten bzw. horizontalen vorgespannten Ankern wird daher nicht analytisch sondern numerisch mit der Finite-Elemente-Methode berechnet. Die ausgewerteten Ergebnisse dieser numerischen Berechnungen sind in den Diagrammen im Anhang B zusammengefasst. Die Diagramme sind in Anhang B aufbereitet, um bei Kenntnis der Geometrie und Bodenparameter eine leichte Anwendbarkeit zu gewährleisten.

Die Vorgangsweise bei der Bestimmung der Federkonstante C_{BW} für Böden ist folgendermaßen:

1. Aufstellen der FE-Modelle für verschiedene Geometrien (Baugrubentiefe, Ankerlänge)
2. Berechnung dieser FE-Modelle für verschiedene Bodenparameter und Baugrubenwandsteifigkeiten
3. Rückrechnung der Federkonstante aus den FE-Ergebnissen

7.4.1 FE-Modelle

Als Standardgeometrie wurde die in Abb. 7.10 dargestellte Form gewählt. Diese stellt bei der Ausführung eines Baugrubenverbaues, mit einem Ankerhorizont, ein übliches Verhältnis der Abmessungen darstellt.

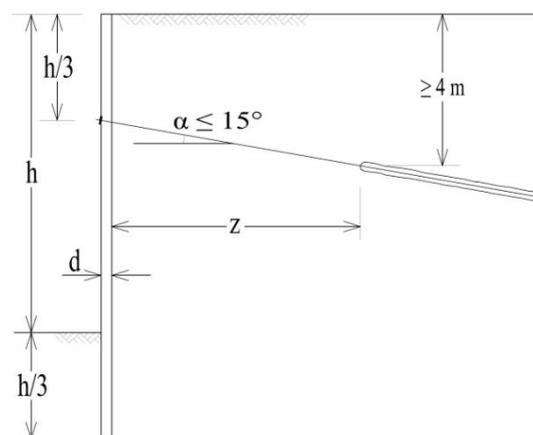


Abb. 7.10: Geometrie für FE-Modelle

Die Diagramme zur Bestimmung der Federkonstante C_{BW} für das Boden-Wand-System wurden für geometrische Abmessungen nach Tab. 7.1 bestimmt.

Tab. 7.1: Anzahl und Art der gerechneten FE-Modelle pro Baugrubenwandtyp und Bodenparameter

horizontale Projektion z	6,0	9,0	12,0	15,0	19,0	22,0	25,0	Anzahl der FE-Modelle
Baugrubentiefe h	4,0	x	x	x	x	x		5
	6,0	x	x	x	x	x	x	6
	8,0	x	x	x	x	x	x	6
	10,0		x	x	x	x	x	6

23 Modelle pro Baugrubenwandtyp und Bodenparameter

So ergeben sich folgende Variationen von Geometrie und Bodenparametern:

- Baugrubenhöhe $h = 4,0 \text{ m}; 6,0 \text{ m}; 8,0 \text{ m}; 10,0 \text{ m}$
- Horizontale Projektion $z = 6,0 \text{ m}; 9,0 \text{ m}; 12,0 \text{ m}; 15,0 \text{ m}; 19,0 \text{ m}; 22,0 \text{ m}; 25,0 \text{ m}$
horizontale Projektion \sim freie Ankerlänge
- Baugrubenwandtyp:
 - Schlitzwand $d = 80 \text{ cm}$ – $E = 26,7 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$; $I = 4,267 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$
 - $EA = 21.360.000 \text{ kN}$; $EI = 1.139.200 \text{ kNm}^2$
 - Schlitzwand $d = 40 \text{ cm}$ – $E = 26,7 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$; $I = 5,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
 - $EA = 10.680.000 \text{ kN}$; $EI = 142.400 \text{ kNm}^2$
 - Spundwandtyp AU17
 - $EA = 3.171.000 \text{ kN}$; $EI = 71.967 \text{ kNm}^2$
- Bodenparameter:
 - $E_S = 60 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$
 - $E_S = 50 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$
 - $E_S = 40 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$
 - $E_S = 30 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,2$
 - $E_S = 30 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$
 - $E_S = 30 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,4$
 - $E_S = 20 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,4$
 - $E_S = 10 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,4$

Es ergeben sich 552 verschiedene Variationen, die je eine Rückrechnung einer Federkonstante C_{BW} möglich machen. Jede der Variationen liefert als Ergebnis einen Punkt in einem der Diagramme (Anhang B) zur Bestimmung der Federkonstante für das Boden-Wand-System. In Abb. 7.11 ist ein Diagramm exemplarisch für die Federkonstante der Baugrubenwandhöhe $h = 8,0 \text{ m}$ und Schlitzwand $d = 40 \text{ cm}$ dargestellt. Hier werden die mittels Finite Elemente rückgerechneten Punkte dargestellt, diese sind in Anhang B ausgeblendet.

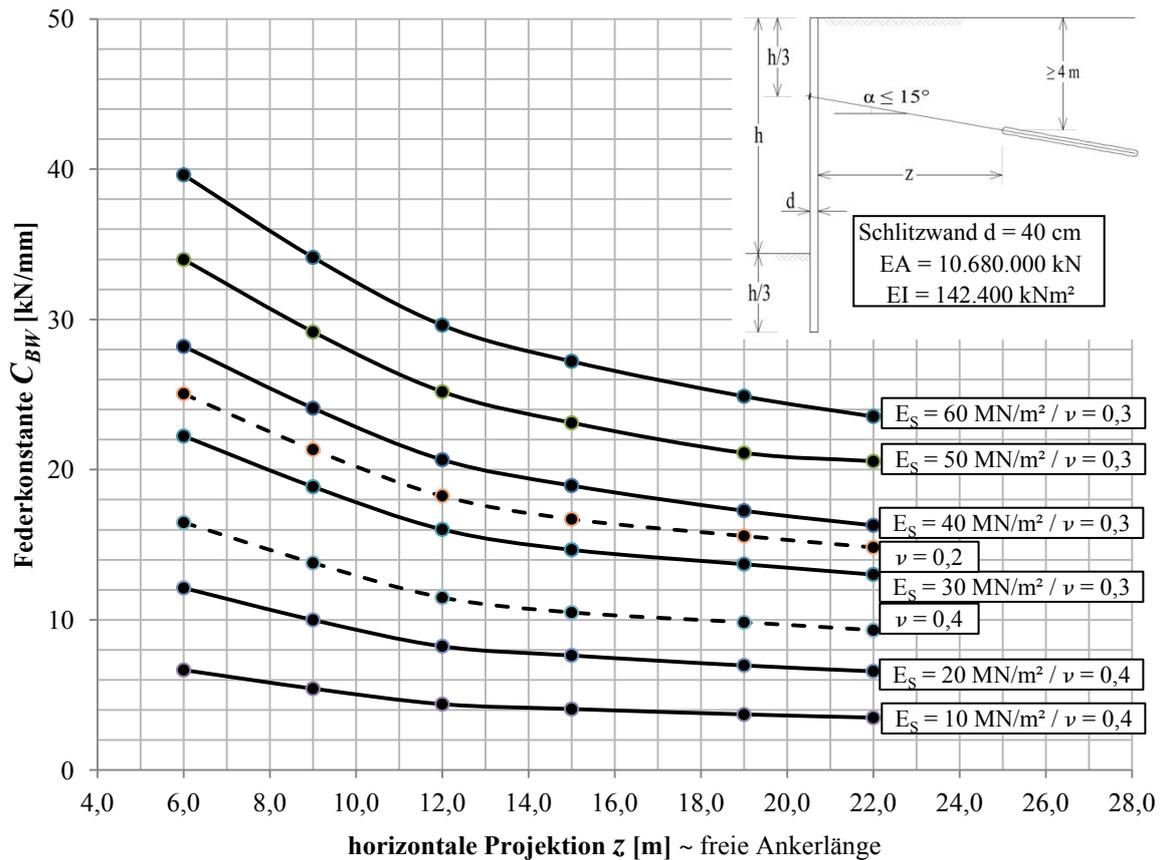


Abb. 7.11: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} für das Bodens-Wand-System exemplarisch für die Höhe $h = 8,0 \text{ m}$

7.4.2 Rückrechnung der Federkonstante für das Bodens-Wand-System aus FE-Ergebnissen

Für die Rückrechnung der Federkonstante des Boden-Wand-Systems werden die bereits in Kapitel 7.1.5 hergeleiteten Zusammenhänge verwendet. Es beginnt mit der Bestimmung der Federkonstante des Ankers nach Gleichung (7.22) oder (7.23).

Nun wird die relative Kraftänderung im Anker v_s bestimmt. Aus der FE Berechnung sind die äußere Last Z und die Kraftänderung aufgrund der äußeren Last Z im Anker Z_s bekannt. So kann mit Gleichung (7.19) die relative Kraftänderung im Anker v_s bestimmt werden.

Durch Umformen des mittleren Terms in Gleichung (7.19) nach C_{BW} ergibt sich (7.41), wobei in dieser Gleichung alle Terme (bis auf C_{BW}) bekannt sind.

$$C_{BW} = \frac{c_{SH}(1-v_s)}{v_s} \quad (7.41)$$

7.4.3 Einfluss der Ankerkräfte im FE-Modell

In der FE-Berechnung wurden stichprobenartig für dasselbe FE-Modell zur Bestimmung eines Punktes (Federkonstante des Boden-Wand-Systems) verschiedene Vorspannungen und äußere Lasten aufgebracht. Die Größe der Federkonstante des Boden-Wand-Systems ist im linear elastischen Bereich von der Vorspannkraft und der äußeren Last unabhängig.

7.4.4 Linear elastisches Materialmodell im FE-Modell

Für die gegebene Aufgabenstellung wurde auf die Wahl eines höherwertigen Materialmodells (MOHR-COULOMB, HARDENING Soil) verzichtet. Die Gründe hierfür liegen in der notwendigen Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit dem analytischen Modell, das ebenfalls auf linear elastischem Materialverhalten basiert. Somit können mit dem analytisch hergeleiteten Federmodell für geneigte bzw. horizontal vorgespannte Anker Parameterstudien durchgeführt werden. Dadurch können die Einflüsse der einzelnen Größen besser evaluiert werden und somit grundlegende Aussagen über die Tragfähigkeit getroffen werden.

Die Diagramme zur Bestimmung der Federkonstante für Boden und Wand in Anhang B sind mit dem linear elastischen Materialmodell bestimmt.

7.5 Interpretation

Der Zweck eines vorgespannten Ankers ist es, bei der Einbringung von Zugkräften in den Untergrund den umgebenden Boden für die Abtragung der Zugkräfte heranzuziehen.

In den folgenden Kapiteln soll auf die Einflüsse der Parameter (Zugglied, Ankerlänge, Größe und Form der Ankerkopfplatte, Verbauwände) auf die relative Kraftänderung im Anker eingegangen werden.

7.5.1 Einfluss des Zuggliedes

Grundsätzlich stellt sich für den Planer die Frage, welche Ankersysteme zum Einsatz kommen sollen. Die unterschiedlichen Ankersysteme sind mit Zuggliedern aus hochfesten Spannstählen in Litzenform und Spannstählen oder Baustählen in Stabform zugelassen. Dabei haben die Form und das Material des Zuggliedes einen elementaren Einfluss auf das Gesamttragverhalten. Oft wird nur eine Grenzspannungsbetrachtung herangezogen um die unterschiedlichen Zugglieder und Materialgüten miteinander zu vergleichen, so benötigt ein hochfester Spannstahl weniger Querschnittsfläche als ein Spannstahl (oder Baustahl) mit einer niedrigen zulässigen Spannung.

Im Vergleich mit normalen Spannstählen (oder Baustählen) kann bei hochfesten Spannstählen die Querschnittsfläche reduziert werden und dadurch sinkt die Dehnsteifigkeit EA_S . Der steifere umgebende Boden wird, wegen seiner höheren Dehnsteifigkeit, stärker zum Abtragen der Lasten herangezogen und die relative Kraftänderung im Anker v_S wird kleiner, siehe Abb. 7.12.

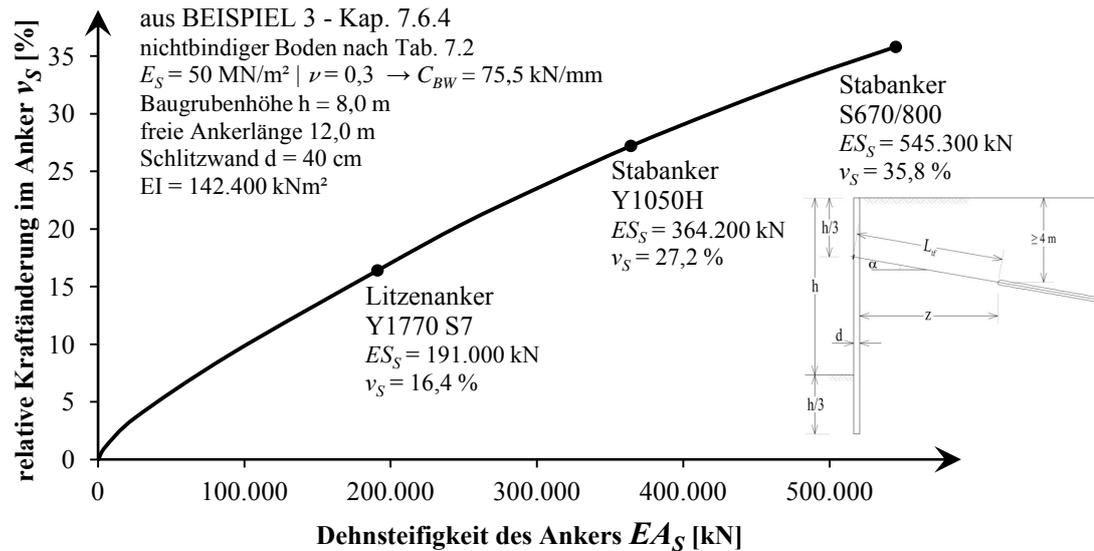


Abb. 7.12: Relativer Kraftänderung im Anker bei variabler Dehnsteifigkeit des Ankers; exemplarisch anhand von Beispiel 3 in Kapitel 7.6.4

Ankersysteme mit Litzen aus hochfesten Spannstählen reagieren bei einer äußeren Lastaufbringung mit deutlich geringeren Laststeigerungen im Anker, als Stabanker aus Spannstählen (oder Baustählen). Die Unterschiede bei der relativen Kraftänderung im Anker sind erheblich und nicht zu vernachlässigen, siehe hierzu Beispiel 3 in Kapitel 7.6.4.

Vorgespannte Ankersysteme aus Litzen (hochfeste Spannstähle) und Stabstahl (Spannstahl oder Baustahl) sollten nicht als konkurrierende Systeme verstanden werden, da sie für unterschiedliche Aufgaben geeignet sind. Litzenanker aus hochfesten Spannstählen sind besonders geeignet, bei hohen Vorspannkräften, wenn der umgebende Boden zur Lastabtragung herangezogen wird. Stabanker aus Baustählen sind nicht für hohe Vorspannkräfte geeignet, da sie durch ihre hohe Dehnsteifigkeit Spannungen anziehen.

7.5.2 Einfluss der Ankerlänge

Die freie Ankerlänge ist neben der Dehnsteifigkeit die zweite Größe, die stark in die Federsteifigkeit des Ankers einfließt. In der Gleichung für die Federsteifigkeit des Ankers befindet sich die freie Ankerlänge im Nenner, daher bewirkt eine möglichst große freie Ankerlänge eine kleine Federkonstante des Ankers. Somit wird mit zunehmender Ankerlänge die relative Kraftänderung im Anker kleiner, siehe Abb. 7.13 und Beispiel 3 in Kapitel 7.6.4.

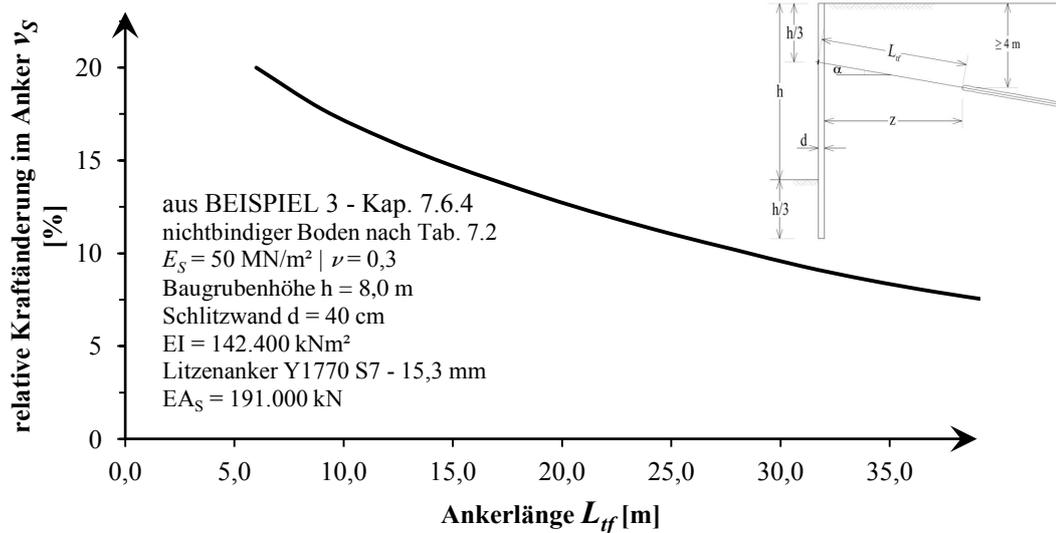


Abb. 7.13: Relativer Kraftänderung im Anker bei variabler Ankerlänge; exemplarisch anhand von Beispiel 3 in Kapitel 7.6.4

Die Federkonstante des Bodens C_B (oder Federkonstante des Boden-Wand-Systems C_{BW}) konvergiert mit zunehmender Tiefe z gegen einen Grenzwert. Dies tritt bei kleinen Ankerkopfplatten früher ein als bei großen Ankerkopfplatten. Siehe die Abb. A. 1 (Seite 96) bis Abb. A. 12 (Seite 102) Anhang A für C_B und die Abb. B. 1 (Seite 103) bis Abb. B. 12 (Seite 111) in Anhang B für C_{BW} .

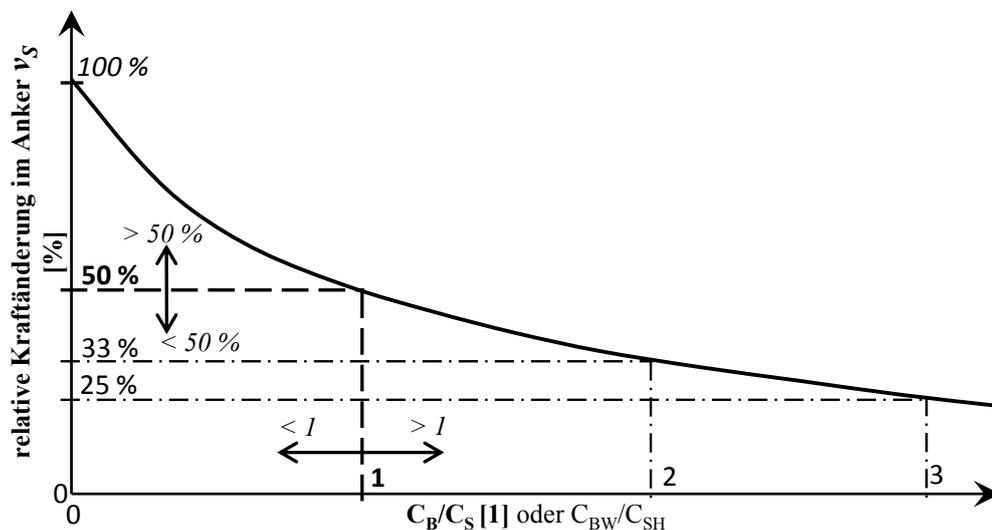


Abb. 7.14: Verhältnis der Federkonstanten zu relativer Kraftänderung im Anker

7.5.3 Einfluss von Größe und Form der Ankerkopfplatte

Größe und Form der Ankerkopfplatte haben Einfluss auf die Federkonstante des Bodens und damit auf die relative Kraftänderung im Anker. Anders als beim Anker soll die Federkonstante des Bodens immer so groß wie möglich sein. Da jedoch die Bodenparameter nicht variabel sind, kann nur Größe und Form der Ankerkopfplatte variiert werden. Zur Lastabtragung ist eine möglichst große Bodenzone heranzuziehen.

Eine große Ankerkopfplatte ist eine Möglichkeit, um eine steife Reaktion des Bodens zu erreichen, siehe Abb. A. 1 (Seite 96) und Abb. A. 2 (Seite 97) in Anhang A. Die Federkonstante des Bodens wird größer und somit sinkt die relative Kraftänderung im Anker.

Balkenförmige Ankerkopfplatten reagieren, bei gleicher Ankerkopfplattenfläche, steifer als quadratische Ankerkopfplatten. Die ungünstigste Ankerkopfplattenform ist kreisförmig. Eine mathematische Erklärung hierfür ist in Gleichung (7.30) zu finden. Der Zähler bleibt bei quadratischen und balkenförmigen Ankerkopfplatten gleich. Bei balkenförmigen Ankerkopfplatten sinkt jedoch das Produkt aus Breite und Setzungsbeiwert im Nenner und dadurch wird die Federkonstante des Bodens größer. Eine geometrische Erklärung für die höhere Steifigkeit und die dadurch höhere Federkonstante des Bodens kann aus Abb. 7.15 abgeleitet werden. Bei gleicher Fläche, ist die Einflusszone (Lastausbreitzzone) unter einer quadratischen Platte kleiner als unter einer balkenförmigen Platte.

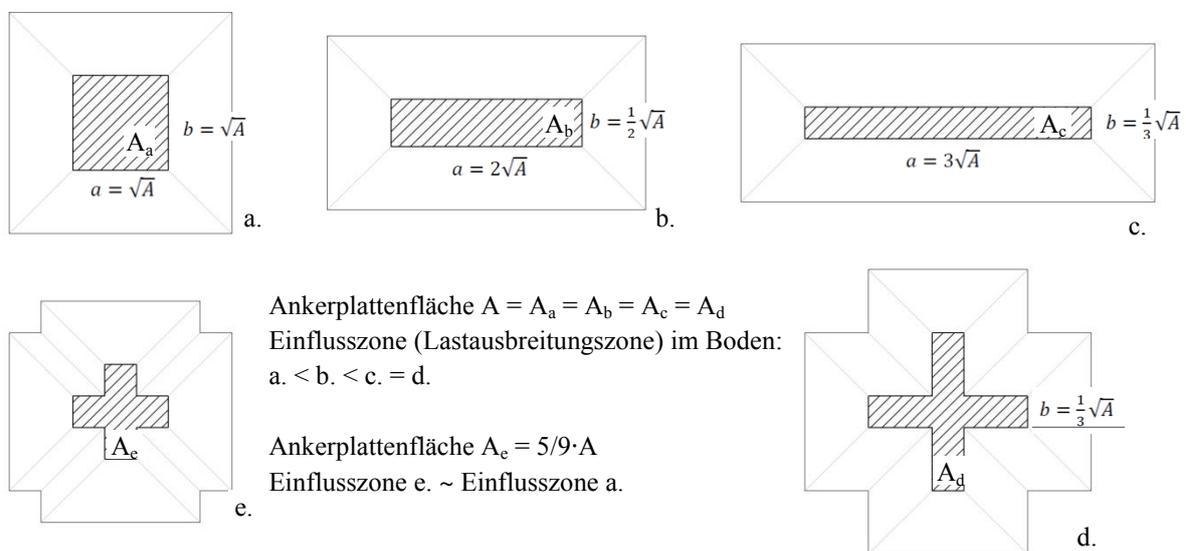


Abb. 7.15: Einfluss der Form der Ankerkopfplatte auf die Lastausbreitzzone

7.5.4 Einfluss des Baugrubenverbaues

Ein steifer Baugrubenverbau trägt, in nichtbindigen Böden, zu einer steifen Reaktion des Boden-Wand-Systems bei. Dadurch sinkt die relative Kraftänderung im Anker v_s . Durch eine bessere Lastverteilung ist die Federkonstante des Bodens C_B größer. In bindigen Böden ist keine Steigerung der Steifigkeit des Boden-Wand-Systems durch einen steifen Baugrubenverbau feststellbar.

Eine mögliche Erklärung für die fehlende steifere Reaktion in bindigen Böden bei steifen Baugrubenverbauten ist folgende: Ein steifer Baugrubenverbau hat in einem steifen (nichtbindig, hoher Steifemodul) Boden eine gute Fußeinspannung, dies hat eine große Federkonstante der Wand C_W zur Folge. Dadurch ist die parallele Federkonstante des Boden-Wand-Systems C_{BW} ebenfalls größer. Die Wand kann nur als zusätzliche dritte Feder im System wirken, wenn sie sich in der Einbindetiefe unterhalb der Baugrubensohle nicht frei verschieben und/oder verdrehen kann. In bindigen Böden (niedriger Steifemodul) kann sie sich aber verschieben und/oder verdrehen, dadurch ist keine Steigerung der Steifigkeit des Boden-Wand-Systems durch einen steifen Baugrubenverbau feststellbar.

7.5.5 Einfluss der Bodenparameter

Zur Abschätzung der Einflüsse aus den Bodenkennwerten wird nachfolgende die relative Kraftänderung im Anker in Abhängigkeit von Steifemodul (Abb. 7.16) und Querdehnzahl (Abb. 7.17) dargestellt.

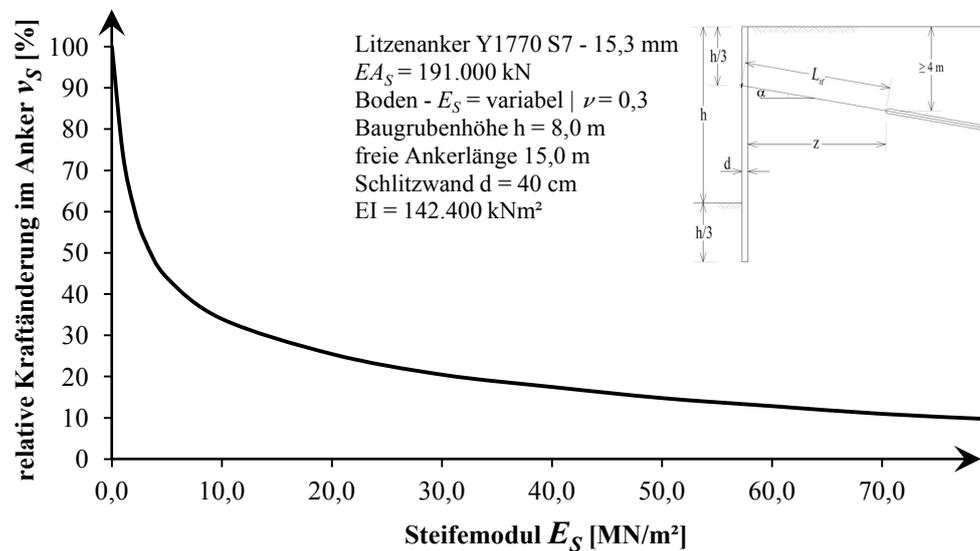


Abb. 7.16: Relativer Kraftänderung im Anker bei variablem Steifemodul

Bei steigendem Steifemodul sinkt die relative Kraftänderung im Anker aus einer äußeren Last (Abb. 7.16), da ein hoher Steifemodul eine hohe Federsteifigkeit des Bodens verursacht, siehe Diagramme in Anhang A und B. Nichtbindige Böden welche in der Regel einen hohen Steifemodul aufweisen, ziehen die Last an und entlasten dadurch den Anker. Der gegenteilige Effekt ist bei bindigen Böden mit niedrigem Steifemodul beobachtbar.

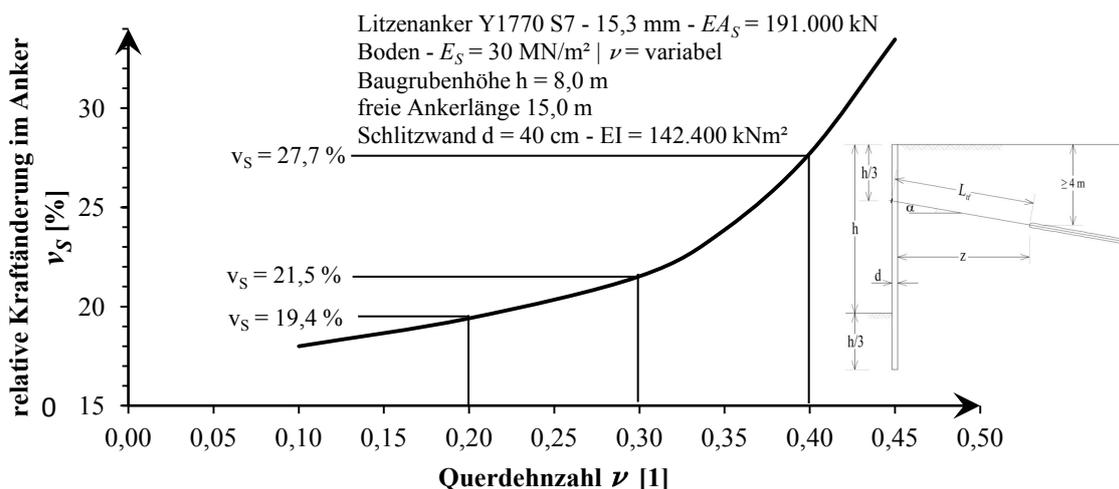


Abb. 7.17: Relativer Kraftänderung im Anker bei variabler Querdehnzahl (POISSON'sche Zahl)

Eine Variation der Querdehnzahl (POISSON'sche Zahl) ist in Abb. 7.17 dargestellt. In den Diagrammen in Anhang A und B in denen die Bodenparameter variiert werden, ist jeweils ein Steifemodul mit einer Querdehnzahl 0,2, 0,3, und 0,4 dargestellt. Zu beobachten ist, dass die Federsteifigkeit des Bodens bei einer ν von 0,3 auf 0,2 sinkenden Querdehnzahl leicht zunimmt

und dadurch die relative Kraftänderung im Anker leicht abnimmt, siehe Abb. 7.17. Steigert sich die Querdehnzahl von 0,3 auf 0,4 nimmt die Federkonstante des Bodens stark ab und die relative Kraftänderung im Anker nimmt stark zu.

7.6 Beispiele vorgespannte Anker als gekoppeltes Federsystem

In diesem Kapitel werden einige Beispiele mit der Rechenmethode der gekoppelten Federsysteme exemplarisch erläutert. Es wird mit den zwei Beispielsböden nach Tab. 7.2 gerechnet.

Tab. 7.2: Bodenkennwerte für Beispielsböden

		nichtbindiger Boden Kies (Gr)	bindiger Boden Wiener Tegel (Si,cl,h)	
Kohäsion	c	0,0	20,0	[kN/m ²]
Reibungswinkel	φ	35,0	22,5	[°]
Steifemodul	E_s	50,0	20,0	[MN/m ²]
Querdehnungszahl	ν	0,3	0,4	[]
Wichte feucht	γ	21,5	20,0	[kN/m ³]
Wichte unter Auftrieb	γ'	12,0	10,5	[kN/m ³]

Die Abb. 7.18 ist die Systemskizze für die vertikalen vorgespannten Anker. Die Abmessungen können variieren und sind daher erst in den Beispielen angegeben.

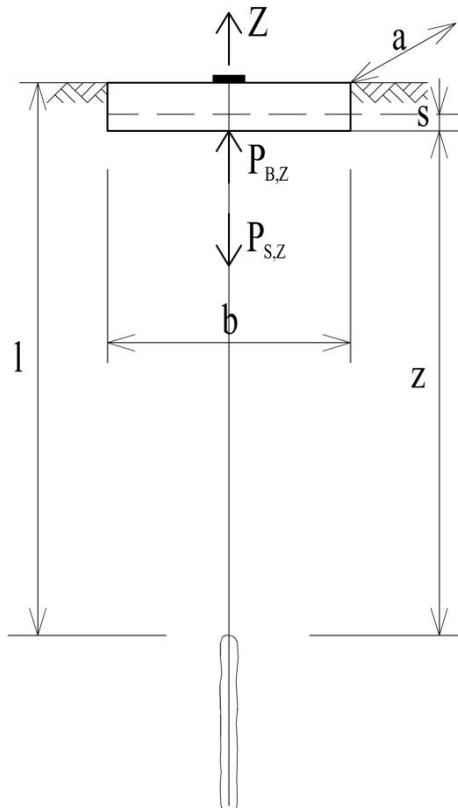


Abb. 7.18: Systemskizze für vertikale vorgespannte Anker

7.6.1 Beispiel 1 – Vertikaler vorgespannter Anker im nichtbindigen Boden

In diesem Beispiel wird ein vertikaler vorgespannter Anker im nichtbindigen Boden (Kies) mit den Bodenkennwerten nach Tab. 7.2 berechnet. Die Abmessungen und Materialparameter des Ankers sind den nachfolgenden Tab. 7.3 und Tab. 7.4 zu entnehmen.

Abmessungen und Materialparameter

Tab. 7.3: Abmessungen des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 1

Anker			
Rechnerische freie Ankerlänge	L_{ff}	12,50	[m]
Anzahl der Litzen	n	7	[pce.]
Fläche einer Einzellitze	A_E	140	[mm ²]
Querschnittsfläche Gesamt	A_S	980	[mm ²]
Boden - Ankerplatte			
Länge	a	3,00	[m]
Breite	b	3,00	[m]
Dicke Ankerplatte	d	0,50	[m]
Tiefe	z	12,00	[m]

Tab. 7.4: Materialparameter des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 1

Anker Litze Y1770 S7 – 15,3mm			
Elastizitätsmodul	E	195.000	[N/mm ²]
Zugfestigkeit an der 0,1% Dehngrenze	$f_{p0,1k}$	1.570	[N/mm ²]
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	γ_S	1,15	[]
Modellfaktor (Schadensklasse CC 2)	η	1,10	[]

Berechnung der Federkonstante C_S für vorgespannter Anker

Als erster Schritt werden die notwendigen Parameter für den Anker bestimmt.

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_S} = \frac{1.570}{1,15} = 1.365 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (7.42)$$

Die Dehnsteifigkeit ergibt sich zu.

$$EA_S = 195.000 \cdot 980 = 1,911 \cdot 10^8 \text{ [N]} = 191.100 \text{ [kN]} \quad (7.43)$$

Durch anwenden der Gleichung (7.21) ergibt sich die Federkonstante für den Anker nach Gleichung (7.44).

$$C_S = \frac{191.100}{12,5 \cdot 10^3} = 15,288 \text{ [kN/mm]} \quad (7.44)$$

Berechnung der Federkonstante C_B für nichtbindigen Boden (Kies)

Der Elastizitätsmodul wird aus dem Steifemodul bestimmt. Dies erfolgt nach Gleichung (7.24) und ist in (7.45) zu sehen.

$$E = \frac{(1+0,3)(1-2 \cdot 0,3)}{1-0,3} \cdot 50,0 = 37,143 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (7.45)$$

Der Rechenmodul wird nach Gleichung (7.25) bestimmt und ist in (7.46) zu sehen.

$$E^* = \frac{37,143}{1-0,3^2} = 40,816 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (7.46)$$

Der Flächenkontakt der Ankerkopfplatte ergibt sich nach Gleichung (7.47).

$$A_B = 3,00 \cdot 3,00 = 9,00 \text{ [m}^2\text{]} \quad (7.47)$$

Somit ergibt sich die Dehnsteifigkeit des Bodens nach Gleichung (7.48).

$$E^* A_B = 40,816 \cdot 9,00 = 367.347 \text{ [kN]} \quad (7.48)$$

Die Berechnung des Setzungsbeiwertes f wird in Tab. 7.5 nach Gleichung (7.31) und (7.32) durchgeführt. Da diese jedoch sehr aufwendig ist, sind in den Normen ÖNORM B 4431:1983 [37], DIN 4019:1979 [10] und E DIN 4019:2011 [16] Diagramme nach STEINBRENNER [50] und KANY [26] dargestellt mit denen die Setzungsbeiwerte bestimmt werden können.

Tab. 7.5: Bestimmung des Setzungsbeiwertes f für Beispiel 1

Teilfläche i [m]		Setzungsbeiwert $f_{R,i}$ nach Gleichung (7.32) der Teilflächen für den Punkt K siehe Abb. 7.9
Länge	Breite	
$a_1 = 2,61$	$b_1 = 2,61$	$f_{R,1} = 0,406$
$a_2 = 0,39$	$b_2 = 2,61$	$f_{R,1} = 0,140$
$a_3 = 0,39$	$b_3 = 2,61$	$f_{R,1} = 0,140$
$a_4 = 0,39$	$b_4 = 0,39$	$f_{R,1} = 0,494$
Setzungsbeiwert $f = f_k = \sum f_{R,i}$		$f = 1,180$

Der Setzungsbeiwert f wird nun in die in Kapitel 7.3.1 hergeleitete Gleichung (7.30) eingesetzt und so die Federkonstante für den nichtbindigen Boden (Kies) bestimmt, siehe Gleichung (7.49).

$$C_B = \frac{367.347}{3 \cdot 10^3 \cdot 1,180} = 103,8 \text{ [kN/mm]} \quad (7.49)$$

Die Federkonstante C_B kann auch direkt, aus den Diagrammen im Anhang A, abgelesen werden. Dort sind einige Diagramme zur Bestimmung der Federkonstante in Abhängigkeit der Geometrie und Bodenkennwerte nach der vorgangweise in Kapitel 7.3.1 berechnet.

Die Gleichungen (7.50) und (7.51) stellen die relativen Kraftänderungen im Anker v_S und im Boden v_B dar und werden nach Gleichung (7.9) und (7.10) berechnet.

$$v_S = \frac{15,3}{15,3 + 103,8} = 0,128 \text{ []} \cong 13 \text{ [%]} \quad (7.50)$$

$$v_B = \frac{103,8}{15,3 + 103,8} = 0,872 \text{ []} \cong 88 \text{ [%]} \quad (7.51)$$

Vorspannung und Aufbringung einer äußeren Last

Der Bemessungswert des Materialwiderstandes des Spannstahls (Spannlitze) $R_{t,d}$ ergibt sich nach Gleichung (7.52).

$$R_{t,d} = f_{pd} \cdot A_S \cdot \frac{1}{\eta} = 1.365 \cdot 980 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{1,10} = 1.216 \text{ [kN]} \quad (7.52)$$

Die Vorspannkraft wird mit einer Vorspannkraft $P_S = 970 \text{ kN}$ angenommen.

Im Folgenden werden zwei Fälle einer äußeren Belastung Z betrachtet:

- äußere Belastung $Z = 800 \text{ kN}$
- äußere Belastung $Z = 1.000 \text{ kN}$

Die Erhöhung der Kraft in der Litze, bei einer äußeren Belastung von $Z = 800 \text{ kN}$, ergibt sich somit nach Gleichung (7.53). Die Summe der Kräfte in der Litze nach der Aufbringung der äußeren Last ist nach Gleichung (7.13) zu bestimmen und in (7.54) berechnet.

$$Z_S = v_S \cdot Z = 0,128 \cdot 800 \cong 103 \text{ [kN]} \quad (7.53)$$

$$P_{S,Z} = P_S + Z_S = 970 + 103 = 1073 \text{ [kN]} \quad (7.54)$$

Die Verringerung der Kraft im Kies ergibt sich somit nach Gleichung (7.55).

$$Z_B = v_B \cdot Z = 0,872 \cdot 800 \cong 697 \text{ [kN]} \quad (7.55)$$

$$P_{B,Z} = P_S - Z_B = 970 - 697 = 273 \text{ [kN]} \quad (7.56)$$

Die Ergebnisse mit einer äußeren Belastung $Z = 1.000 \text{ kN}$ errechnen sich analog zu Gleichung (7.53) bis (7.56) und sind in Tab. 7.6 dargestellt.

Tab. 7.6: Kräfte in [kN] nach Aufbringung der äußeren Lasten a. und b. für Beispiel 1

		äußere Last Z	
		a. 800 kN	b. 1.000 kN
Vorspannung	P_S	970	970
Erhöhung der Kraft im Anker	Z_S	103	128
Verringerung der Kraft im Boden	Z_B	697	872
Kraft im Anker nach Aufbringung der äußeren Last	$P_{S,Z}$	1.073	1.098
Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Last	$P_{B,Z}$	273	98

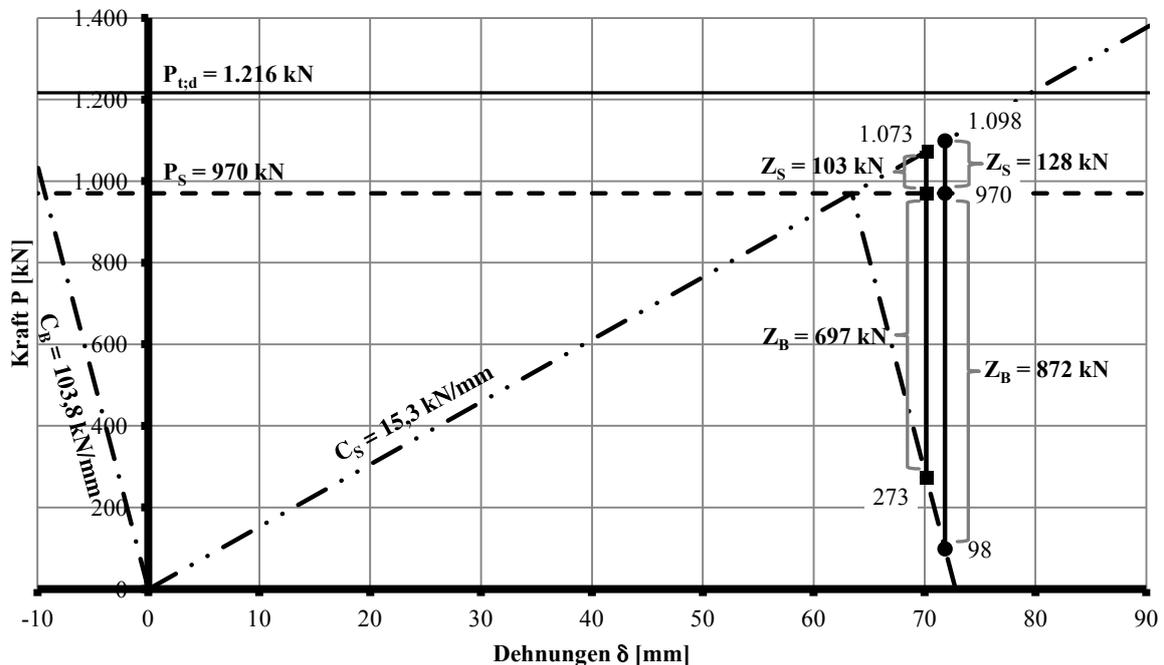


Abb. 7.19: Vorspanndreieck Beispiel 1

7.6.2 Beispiel 2 – Vertikaler vorgespannter Anker in bindigen Boden

In diesem Beispiel wird ein vertikaler vorgespannter Anker im bindigen Boden (Wiener Tegel) mit den Bodenkennwerten nach Tab. 7.2 berechnet. Die Abmessungen und Materialparameter des Ankers sind den nachfolgenden Tab. 7.7 und Tab. 7.8 zu entnehmen.

Abmessungen und Materialparameter

Tab. 7.7: Abmessungen des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 2

Anker			
Rechnerische freie Ankerlänge	L_{ff}	14,50	[m]
Anzahl der Litzen	n	3	[pce.]
Fläche einer Einzellitze	A_E	140	[mm ²]
Querschnittsfläche Gesamt	A_S	420	[mm ²]
Boden - Ankerplatte			
Länge	a	3,00	[m]
Breite	b	3,00	[m]
Dicke Ankerplatte	d	0,50	[m]
Tiefe	z	14,00	[m]

Tab. 7.8: Materialparameter des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 2

Anker Litze Y1770 S7 – 15,3mm			
Elastizitätsmodul	E	195.000	[N/mm ²]
Zugfestigkeit an der 0,1% Dehngrenze	$f_{p0,1k}$	1.570	[N/mm ²]
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	γ_S	1,15	[]
Modellfaktor (Schadensklasse CC 2)	η	1,10	[]

Berechnung der Federkonstante C_S für vorgespannter Anker

Als erster Schritt werden die notwendigen Parameter für den Anker bestimmt.

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_S} = \frac{1.570}{1,15} = 1.365 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (7.57)$$

Die Dehnsteifigkeit ergibt sich zu.

$$EA_S = 195.000 \cdot 420 = 8,19 \cdot 10^7 \text{ [N]} = 81.900 \text{ [kN]} \quad (7.58)$$

Durch anwenden der Gleichung (7.21) ergibt sich die Federkonstante des Ankers nach Gleichung (7.59).

$$C_S = \frac{81.900}{14,5 \cdot 10^3} = 5,648 \text{ [kN/mm]} \quad (7.59)$$

Berechnung der Federkonstante C_B für bindigen Boden (Wiener Tegel)

Der Elastizitätsmodul wird aus dem Steifemodul bestimmt. Dies erfolgt nach Gleichung (7.24) und ist in (7.60) zu sehen.

$$E = \frac{(1+0,4) \cdot (1-2 \cdot 0,4)}{1-0,4} \cdot 20,0 = 9,333 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (7.60)$$

Der Rechenmodul wird nach Gleichung (7.25) bestimmt und ist in (7.61) zu sehen.

$$E^* = \frac{9,333}{1-0,4^2} = 11,111 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (7.61)$$

Der Flächenkontakt der Ankerkopfplatte ergibt sich nach Gleichung (7.62).

$$A_B = 3,00 \cdot 3,00 = 9,00 \text{ [m}^2\text{]} \quad (7.62)$$

Somit ergibt sich die Dehnsteifigkeit des Bodens nach Gleichung (7.63).

$$E^* A_B = 11,111 \cdot 9,00 = 100.000 \text{ [kN]} \quad (7.63)$$

Die Berechnung des Setzungsbeiwertes f wird in Tab. 7.5 nach Gleichung (7.31) und (7.32) durchgeführt. Da diese jedoch sehr aufwendig ist, sind in den Normen ÖNORM B 4431:1983 [37], DIN 4019:1979 [10] und E DIN 4019:2011 [16] Diagramme nach STEINBRENNER [50] und KANY [26] dargestellt mit denen die Setzungsbeiwerte bestimmt werden können.

Tab. 7.9: Bestimmung des Setzungsbeiwertes f für Beispiel 2

Teilfläche i [m]		Setzungsbeiwert $f_{R,i}$ nach Gleichung (7.32) der Teilflächen für den Punkt K siehe Abb. 7.9
Länge	Breite	
$a_1 = 2,61$	$b_1 = 2,61$	$f_{R,1} = 0,382$
$a_2 = 0,39$	$b_2 = 2,61$	$f_{R,1} = 0,130$
$a_3 = 0,39$	$b_3 = 2,61$	$f_{R,1} = 0,130$
$a_4 = 0,39$	$b_4 = 0,39$	$f_{R,1} = 0,458$
Setzungsbeiwert $f = f_k = \sum f_{R,i}$		$f = 1,100$

Der Setzungsbeiwert f wird nun in die in Kapitel 7.3.1 hergeleitete Gleichung (7.30) eingesetzt und so die Federkonstante für den bindigen Boden (Wiener Tegel) bestimmt, siehe Gleichung (7.64).

$$C_B = \frac{100.000}{3 \cdot 10^3 \cdot 1,100} = 30,3 \text{ [kN/mm]} \quad (7.64)$$

Die Federkonstante C_B kann auch direkt, aus den Diagrammen im Anhang A, abgelesen werden. Dort sind einige Diagramme zur Bestimmung der Federkonstante in Abhängigkeit der Geometrie und Bodenkennwerte nach der vorgangweise in Kapitel 7.3.1 berechnet.

Die Gleichungen (7.65) und (7.66) stellen die relativen Kraftänderungen im Anker v_S und im Boden v_B dar und werden nach Gleichung (7.9) und (7.10) berechnet.

$$v_S = \frac{5,6}{5,6+30,3} = 0,157 \text{ []} \cong 16 \text{ [%]} \quad (7.65)$$

$$v_B = \frac{30,3}{5,6+30,3} = 0,843 \text{ []} \cong 84 \text{ [%]} \quad (7.66)$$

Vorspannung und Aufbringung einer äußeren Last

Der Bemessungswert des Materialwiderstandes des Spannstahls (Spannlitze) $R_{t,d}$ ergibt sich nach Gleichung (7.67).

$$R_{t,d} = f_{pd} \cdot A_S \cdot \frac{1}{\eta} = 1.365 \cdot 420 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{1,10} = 521 \text{ [kN]} \quad (7.67)$$

Die Vorspannkraft wird mit einer Vorspannkraft $P_S = 415 \text{ kN}$ angenommen.

Im Folgenden werden zwei Fälle einer äußeren Belastung Z betrachtet:

- äußere Belastung $Z = 330 \text{ kN}$
- äußere Belastung $Z = 430 \text{ kN}$

Die Erhöhung der Kraft in der Litze, bei einer äußeren Belastung von $Z = 330 \text{ kN}$, ergibt sich somit nach Gleichung (7.68). Die Summe der Kräfte in der Litze nach der Aufbringung der äußeren Last ist nach Gleichung (7.13) zu bestimmen und in (7.69) berechnet.

$$Z_S = v_S \cdot Z = 0,157 \cdot 330 \cong 52 \text{ [kN]} \quad (7.68)$$

$$P_{S,Z} = P_S + Z_S = 415 + 52 = 467 \text{ [kN]} \quad (7.69)$$

Die Verringerung der Kraft im Wiener Tegel ergibt sich somit nach Gleichung (7.70).

$$Z_B = v_B \cdot Z = 0,843 \cdot 330 \cong 278 \text{ [kN]} \quad (7.70)$$

$$P_{B,Z} = P_S - Z_B = 415 - 278 = 137 \text{ [kN]} \quad (7.71)$$

Die Ergebnisse mit einer äußeren Belastung $Z = 430 \text{ kN}$ errechnen sich analog zu Gleichung (7.68) bis (7.71) und sind in Tab. 7.10 dargestellt.

Tab. 7.10: Kräfte in [kN] nach Aufbringung der äußeren Lasten a. und b. für Beispiel 2

		äußere Last Z	
		a. 330 kN	b. 430 kN
Vorspannung	P_S	415	415
Erhöhung der Kraft im Anker	Z_S	52	68
Verringerung der Kraft im Boden	Z_B	278	362
Kraft im Anker nach Aufbringung der äußeren Last	$P_{S,Z}$	467	483
Kraft im Boden nach Aufbringung der äußeren Last	$P_{B,Z}$	137	53

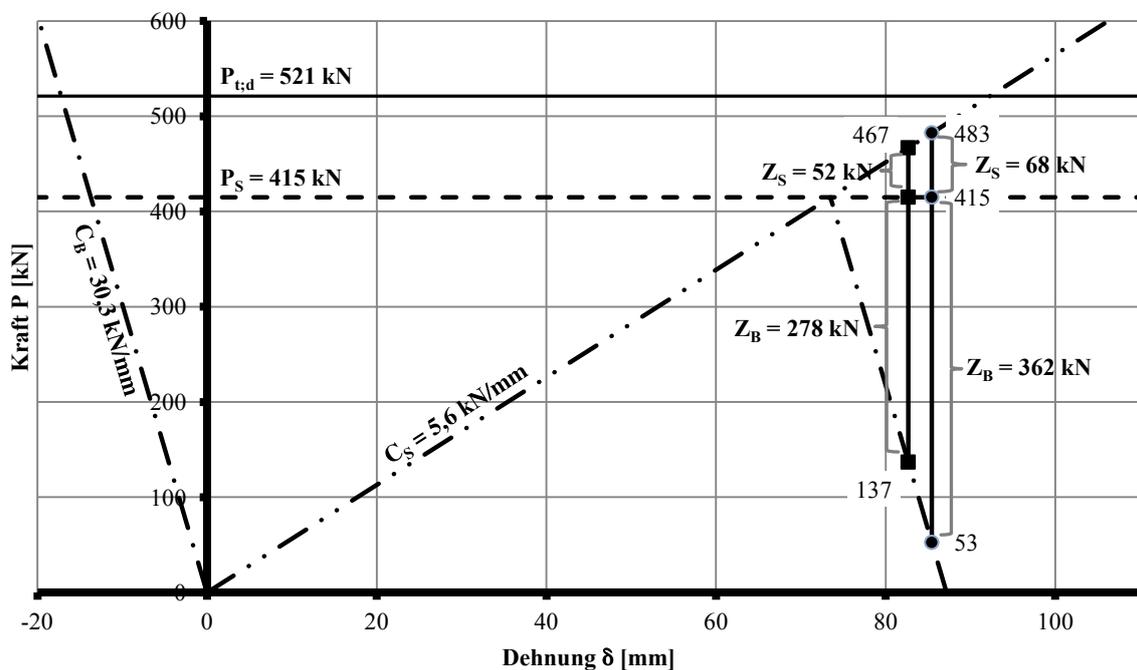


Abb. 7.20: Vorspanndreieck Beispiel 2

7.6.3 Vergleich der Ergebnisse aus Beispiel 1 und 2 mit FE Berechnungen

In diesem Unterkapitel soll ein Vergleich, der analytischen Ergebnisse aus Beispiel 1 und 2, mit Finite Elemente Berechnungen vorgenommen werden. Die Berechnung der Laständerung im Anker soll somit mit einer FE Berechnung und verschiedenen Materialmodellen verglichen werden.

Als Finite Elemente Programm wurde Plaxis 2D [44] verwendet. Für den Vergleich mit dem Beispiel 1 und 2 sind folgende Parameter gewählt worden. Es wurde ein „Plane strain“ Modell erstellt und „15-Node“ Elemente gewählt. Die Materialparameter wurden für das linear elastische wie auch für das MOHR – COULOMB'sche Materialmodell nach Tab. 7.2 gewählt. Die Geometrie ist (Abb. 7.21) genügend groß gewählt worden um Einflüsse aus den Lagerungsbedingungen des Modells zu vermeiden. Anders als in den Beispielen 1 und 2 gerechnet wurde kann in Plaxis 2D [44] nicht direkt eine 3×3 m große Ankerkopfplatte dargestellt werden, da es ein ebenes Programm ist. Deshalb wurden die Angaben aus dem analytischen Modell auf das FE-Modell umgerechnet. Die 3×3 m große Ankerkopfplatte wird im FE-Modell als 3 m breite ebene Platte dargestellt (3×1 m) und die Dehnsteifigkeit, Vorspannung und äußeren Last wurden gedrittelt. Die Ankerplatte ist genügend steif gewählt um eine annähernd unendlich steife Platte zu simulieren.

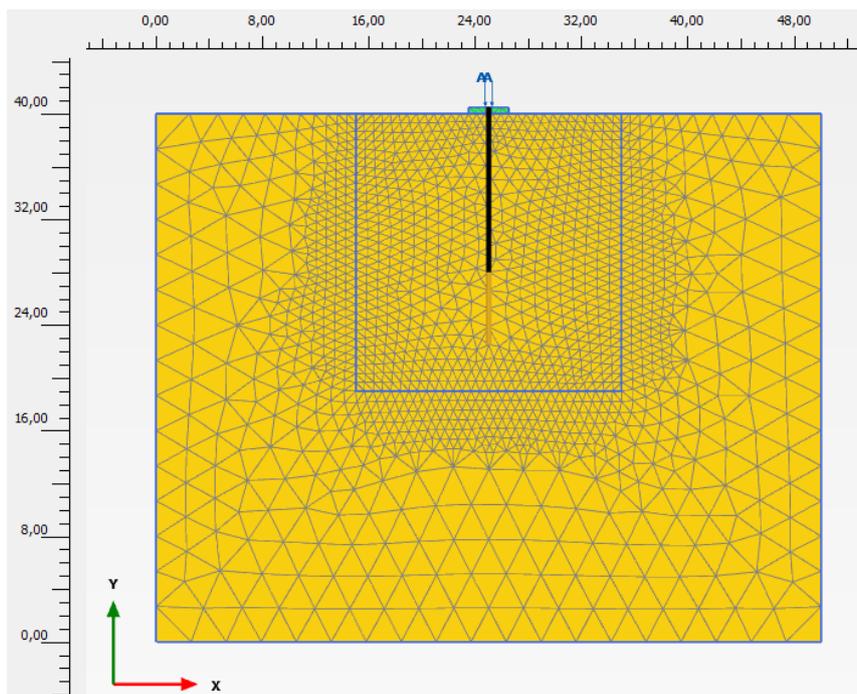


Abb. 7.21: Finite Elemente Modell für Beispiel 1 – Netz und Abmessungen

In Tab. 7.11 und Tab. 7.12 sind die Ergebnisse aus dem Vergleich der Ankerkräfte $P_{S,1}$ nach Aufbringung der äußeren Last Z dargestellt. Es wurde in den FE Berechnungen immer von der in den Beispielen 1 und (2) angegebenen Vorspannkraft $P_S = 970$ (415) kN ausgegangen und danach die Laständerung Z aufgebracht.

Tab. 7.11: Vergleich der Ankerkräfte $P_{s,z}$ nach Aufbringung der äußeren Last Z aus Beispiel 1 mit der Finite Elemente Berechnung

<i>Vorspannkraft</i> $P_S = 970 \text{ kN}$	a. $Z = 800 \text{ kN}$		b. $Z = 1.000 \text{ kN}$	
	$P_{s,z} \text{ [kN]}$	Prozentuale Abweichung von Federmodell	$P_{s,z} \text{ [kN]}$	Prozentuale Abweichung von Federmodell
Bsp. 1 Gekoppeltes Federsystem	1.073		1.098	
FE – Modell Materialmodell: linear Elastisch	1.084	1 %	1.112	1 %
FE – Modell Materialmodell: MOHR – COULOMB	1.076	0 %	1.106	1 %

Tab. 7.12: Vergleich der Ankerkräfte $P_{s,z}$ nach Aufbringung der äußeren Last Z aus Beispiel 2 mit der Finite Elemente Berechnung

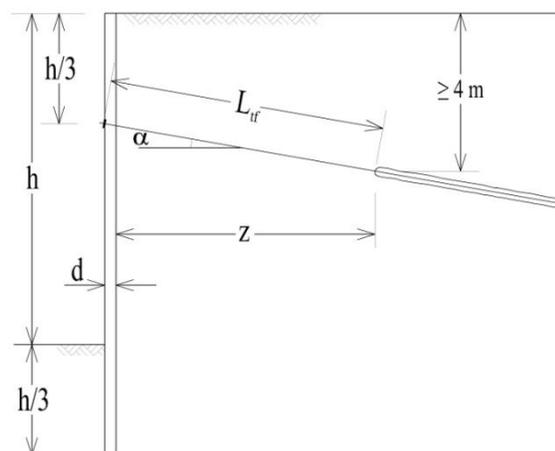
<i>Vorspannkraft</i> $P_S = 415 \text{ kN}$	a. $Z = 330 \text{ kN}$		b. $Z = 430 \text{ kN}$	
	$P_{s,z} \text{ [kN]}$	Prozentuale Abweichung von Federmodell	$P_{s,z} \text{ [kN]}$	Prozentuale Abweichung von Federmodell
Bsp. 2 Gekoppeltes Federsystem	467		483	
FE – Modell Materialmodell: linear Elastisch	475	2 %	493	2 %
FE – Modell Materialmodell: MOHR – COULOMB	475	2 %	493	2 %

7.6.4 Beispiel 3 – Horizontale vorgespannte Anker im nichtbindigen Boden

In diesem Beispiel wird ein horizontaler vorgespannter Anker im nichtbindigen Boden (Kies) mit den Bodenkennwerten nach Tab. 7.2 berechnet. Die Abmessungen und Materialparameter des Ankers sind den nachfolgenden Tab. 7.13 und Tab. 7.14 zu entnehmen.

Es soll anhand eines Beispiels die Auswirkung verschiedener Ankerlängen und Ankertypen (Litzenanker Y1770 S7 – 15,3mm, Stabanker Y1050H und S670/800) auf das parallel geschaltete Federsystem dargestellt werden. Die drei Ankersysteme im Beispiel 3 wurden so gewählt, dass ähnliche Zugkräfte aufgenommen werden könne. Es wird die relative Kraftänderung im Anker v_s in Abhängigkeit der Ankerlänge dargestellt.

Abmessungen und Materialparameter

**Abb. 7.22:** Geometrie zu Beispiel 3

Tab. 7.13: Abmessungen des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 3

Anker			
Rechnerische freie Ankerlänge	L_{if}	Variabel	[m]
Ankerabstand	e	3,00	[m]
Anker Litze Y1770 S7 – 15,3mm			
Anzahl der Litzen	n	7	[pce.]
Fläche einer Einzellitze	A_E	140	[mm ²]
Querschnittsfläche Gesamt	A_S	980	[mm ²]
Stabanker Y1050H			
Durchmesser Stabanker	\varnothing	47	[mm]
Querschnittsfläche	A_S	1.735	[mm ²]
Stabanker S670/800			
Durchmesser Stabanker	\varnothing	57,5	[mm]
Querschnittsfläche	A_S	2.597	[mm ²]
Baugrubenwand – Schlitzwand			
Höhe	h	8,00	[m]
Dicke	d	40,0	[cm]
horizontale Projektion	z	Variabel	[m]

Tab. 7.14: Materialparameter des horizontalen vorgespannten Ankers für Beispiel 3

Anker Litze Y1770 S7 – 15,3mm			
Elastizitätsmodul	E	195.000	[N/mm ²]
Zugfestigkeit an der 0,1% Dehngrenze	$f_{p0,1k}$	1.570	[N/mm ²]
Stabanker Y1050H			
Elastizitätsmodul	E	210.000	[N/mm ²]
Zugfestigkeit an der 0,1% Dehngrenze	$f_{p0,1k}$	950	[N/mm ²]
Stabanker S670/800			
Elastizitätsmodul	E	210.000	[N/mm ²]
Zugfestigkeit an der 0,2% Dehngrenze	$f_{p0,2k}$	670	[N/mm ²]

Bestimmung der relativen Kraftänderungen im Anker v_S für verschiedene Ankerlängen

Die Dehnsteifigkeit des Litzenankers aus Spannstahl Y1770 S7 ergibt sich zu.

$$EA_S = 195.000 \cdot 980 = 1,911 \cdot 10^8 \text{ [N]} = 191.100 \text{ [kN]} \quad (7.72)$$

Die Dehnsteifigkeit des Stabankers aus Spannstahl Y1050H ergibt sich zu.

$$EA_S = 210.000 \cdot 1735 = 3,642 \cdot 10^8 \text{ [N]} = 364.200 \text{ [kN]} \quad (7.73)$$

Die Dehnsteifigkeit des Stabankers aus S670/800 ergibt sich zu.

$$EA_S = 210.000 \cdot 2597 = 5,453 \cdot 10^8 \text{ [N]} = 545.300 \text{ [kN]} \quad (7.74)$$

Tab. 7.15: Tabellarische Bestimmung der Federkonstanten für den Anker (Boden-Wand-System) und für die Kraftänderung im Anker bei Litzenanker Y1770 S7, Stabanker Y1050H und S670/800

Ankertyp	L_{if} [m]	α [°]	z [m]	EA_S [kN]	C_{SH} [kN/mm]	C_{BW} [kN/mm]	v_S [%]
Y1770 S7	6,75	18,43	6,00	191.000	25,48	102,0	20,0
Y1050H				364.200	48,59		32,3
S670/800				545.300	72,75		41,6
Y1770 S7	9,63	12,53	9,00	191.000	18,90	87,5	17,8
Y1050H				364.200	36,04		29,2
S670/800				545.300	53,96		38,1
Y1770 S7	12,57	9,46	12,00	191.000	14,78	75,5	16,4
Y1050H				364.200	28,19		27,2
S670/800				545.300	42,21		35,8
Y1770 S7	15,54	7,59	15,00	191.000	12,07	69,0	14,8
Y1050H				364.200	23,03		24,9
S670/800				545.300	34,49		33,2
Y1770 S7	19,51	6,01	19,00	191.000	9,68	63,0	13,3
Y1050H				364.200	18,47		22,6
S670/800				545.300	27,65		30,4
Y1770 S7	22,49	5,19	22,00	191.000	8,42	61,5	12,0
Y1050H				364.200	16,06		20,7
S670/800				545.300	24,05		28,1

Die Federkonstante des Ankers C_{SH} wird nach Gleichung (7.22) oder (7.23) bestimmt und die Federkonstante des Bodens C_{BW} wird aus Abb. B. 5 in Anhang B entnommen. Die relativen Kraftänderungen im Anker v_S wird nach Gleichung (7.18) bestimmt.

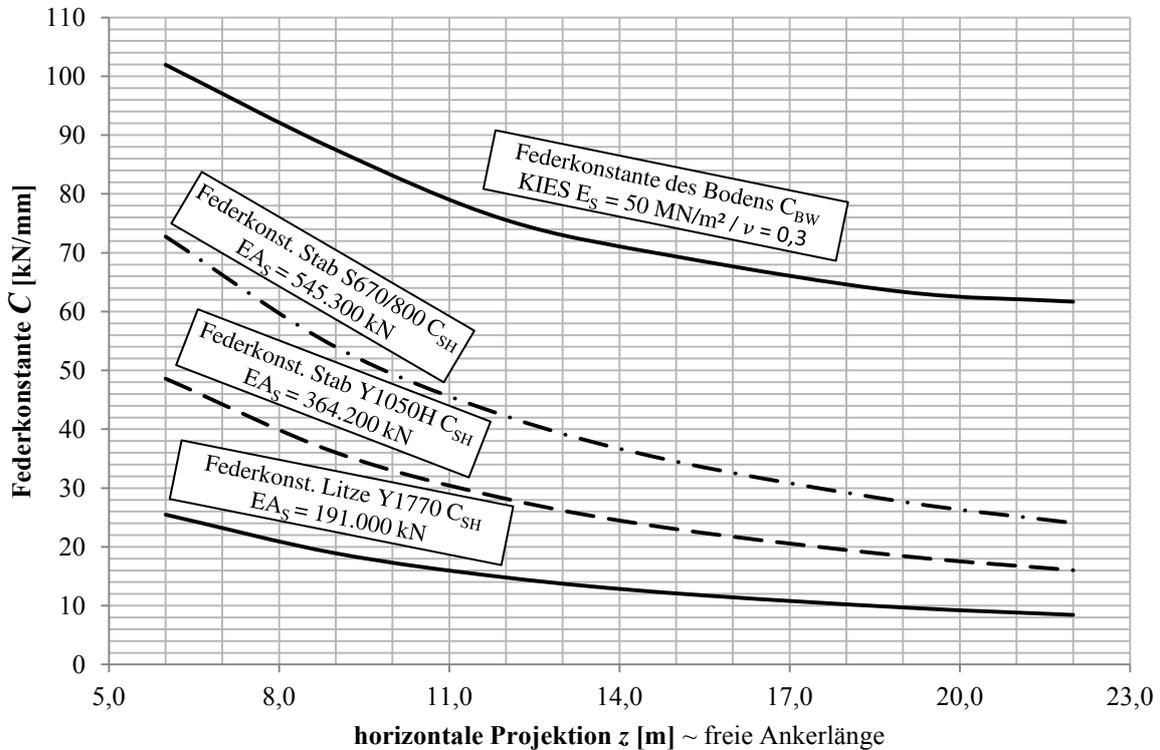


Abb. 7.23: Federkonstante des Bodens C_{BW} und der Anker C_{SH} bei variabler Ankerlänge

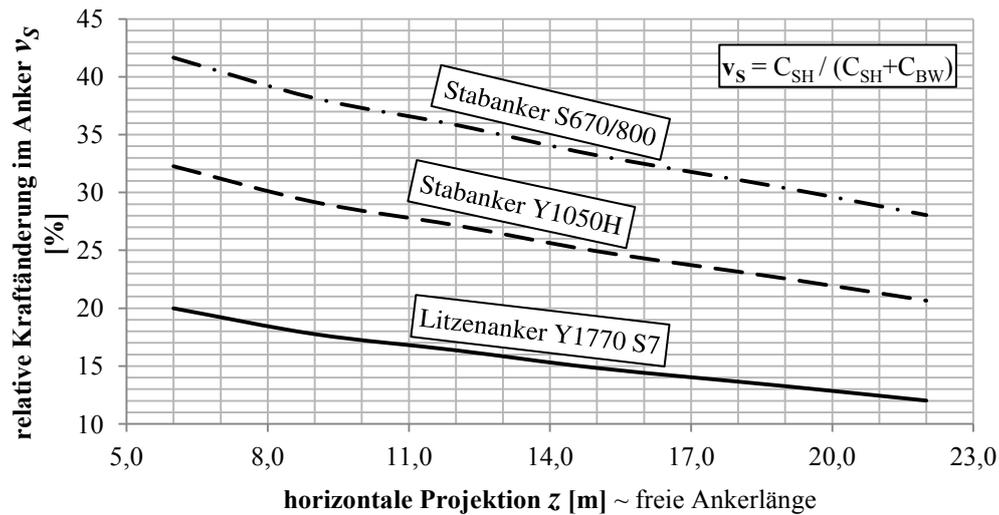


Abb. 7.24: Relative Kraftänderung der Anker v_s bei variabler Ankerlänge

Die Federkonstante des Bodens, wie auch des Ankers, nehmen mit zunehmender Ankerlänge ab, siehe Tab. 7.15 und Abb. 7.23. Nach Gleichung (7.18) wäre bei einer starken Abnahme von C_{BW} eine größere relative Kraft im Anker v_s zu erwarten. Dem ist jedoch nicht so, da C_{SH} mit zunehmender Ankerlänge ebenfalls stark abnimmt und so eine allgemeine Abnahme von v_s eintritt, siehe Abb. 7.24.

In Tab. 7.15, Abb. 7.23 und Abb. 7.24 ist zu sehen wie sich unterschiedliche Ankertypen auf die Federsteifigkeit des Ankers C_{SH} und in der Folge auf die relative Kraftänderung im Anker v_s auswirken. In diesem Beispiel wird somit gezeigt, dass sich gewählte Ankersysteme aufgrund der unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten EA_s sehr stark auf die Ankerkräfte bei Kraftänderungen auswirken. Die drei Ankersysteme im Beispiel 3 wurden so gewählt, dass ähnliche Zugkräfte aufgenommen werden könne. Eine solche Betrachtungsweise die nur die aufnehmbaren Zugkräfte miteinander vergleicht greift jedoch zu kurz. Durch die niedrigste Dehnsteifigkeit der drei Ankersysteme tritt bei dem Litzenanker Y1770 S7 – 15,3mm die geringste Laststeigerung im Falle einer äußeren Last auf. Die Gefahr einer Überlastung oder sogar Versagen ist daher beim Litzenanker am geringsten und beim Stabstahl aus Baustahl S670/800 am größten.

8 Schlussfolgerungen und Ausblick

In der Arbeit wird ein Überblick über das Spezialtiefbauverfahren vorgespannte Anker (Verpressanker) gegeben und die Analyse des Tragverhaltens vorgespannter Anker unter Verwendung des Federmodells durchgeführt. Der Hauptteil befasst sich mit der Darstellung des Ankers und des Bodens als parallel gekoppeltes Federmodell und dessen Reaktion auf die Aufbringung einer äußeren Last.

In dem parallel gekoppelten Federmodell konnte gezeigt werden, dass bei einer optimalen Dimensionierung des vorgespannten Ankersystems nur ein geringer Teil der aufgebrachten äußeren Last zu einer Erhöhung der Ankerkraft führt. Durch Analyse des Systemverhaltens bei unterschiedlichen geometrischen oder materialtechnischen Parametern konnte deren Einfluss auf die Laständerung im Anker gezeigt werden. So kann durch die Kenntnis des Systemverhaltens die Steifigkeit des Ankers variiert werden, um ein effizientes Anker-Boden-System mit den gewünschten Eigenschaften zu wählen.

Ein Vorteil der Darstellung des Ankers und des Bodens als parallel gekoppeltes Federmodell ist, dass es schnell und einfach durchzuführen ist. So kann unmittelbar beim Aufbringen einer äußeren Last eine Abschätzung vorgenommen werden, wie groß die Ankerkraft sein wird. Die für die Abschätzung notwendigen Federkonstanten des Bodens (und der Wand) wurden für wesentliche Bodentypen bestimmt, in Anhang A und B dargestellt und stehen für weitere Berechnungen zur Verfügung.

Ausgehend von der Erarbeitung des gekoppelten Federsystems und der Berechnung der Federkonstanten für wesentliche Bodentypen können folgende allgemeine Aussagen zur Dimensionierung von vorgespannten Ankern getroffen werden:

- Auswahl der Materialien für das Zugglied:
 - Bei Anwendung von vorgespannten Ankern ist für das Zugglied die Verwendung von hochfesten Spannstahllitzen bzw. Stabspannstählen nicht nur sinnvoll, sondern dadurch, dass diese bei Laststeigerungen aufgrund ihrer geringen Dehnsteifigkeit wenig zusätzliche Last bekommen, eigentlich notwendig. In der Phase der Aufbringung der äußeren Kraft erfolgt die Lastabtragung primär über Entlastungsvorgänge im Boden. Erst nach dem vollständigen Verlust der Vorspannung im Boden führt jede weitere äußere Lastzunahme zu einer unmittelbaren weiteren Laststeigerung im Anker. Das bedeutet, dass sich vorgespannte Anker in diesem Zustand wie schlaff eingebaute Anker verhalten. Vice versa bedeutet dies, dass schlaff eingebaute Anker von Beginn an die äußere Belastung vollständig abtragen und den umgebenden Boden nicht zur Lastabtragung heranziehen.
- Einfluss der Ankerlänge:
 - Mit zunehmender Ankerlänge wird die relative Kraftänderung im Anker kleiner, da die Federsteifigkeit des Stahlzugglieds abnimmt.

- Einfluss von Größe und Form der Ankerkopfplatten:
 - Je größer die Ankerkopfplatte ist desto steifer reagiert der Boden. Die Federkonstante des Bodens wird größer und damit sinkt die relative Kraftänderung im Anker.
 - Balkenförmige Ankerkopfplatten reagieren, bei gleicher Ankerkopfplattenfläche, steifer als quadratische Ankerkopfplatten. Dies begründet sich darin, dass die Lastausbreitungszone unter einer quadratischen Platte kleiner ist als unter einer balkenförmigen Platte.
- Einfluss des Baugrubenverbaues:
 - Ein Baugrubenverbau mit einer hohen Biegesteifigkeit trägt in nichtbindigen Böden zu einer steifen Reaktion des Boden-Wand-Systems bei. Dadurch sinkt die relative Kraftänderung im Anker. Durch eine bessere Lastverteilung ist die Federkonstante des Bodens größer.

Folgende Grundprinzipien können für den Ankerentwurf aus der Modellanalyse des gekoppelten Federsystems für vorgespannte Anker abgeleitet werden:

- Verwendung von Litzenankern aus hochfesten Spannstählen anstelle von Baustählen, da diese i.A. eine geringere Dehnsteifigkeit haben.
- Keine Überdimensionierung von Ankerquerschnittsflächen, um die Dehnsteifigkeit so gering wie möglich zu halten.
- Verwendung von langen Ankern, um die Federsteifigkeit im Anker zu reduzieren.
- Einbau von großen und/oder balkenförmigen Ankerkopfplatten, um die Bodenreaktion (Federkonstante des Bodens) möglichst steif zu gestalten.

Die theoretischen Grundlagen eines parallel gekoppelten Federmodells basierend auf der Annahme eines linear elastischen Materialmodells sind in der Arbeit hergeleitet. Für zukünftige Untersuchungen wäre zu empfehlen, Verformungsmessungen an Verbauwänden durchzuführen und diese mit der Anwendung von höherwertigen Materialmodellen (z.B. MOHR-COULOMB, HARDENING-Soil) zu vergleichen.

Vorgespannte Ankersysteme aus Litzen (hochfeste Spannstähle) und Stabstahl (Spannstahl oder Baustahl) sollten nicht als konkurrierende Systeme verstanden werden, da sie für unterschiedliche Aufgaben geeignet sind. Litzenanker aus hochfesten Spannstählen sind besonders geeignet bei hohen Vorspannkraften, wenn der umgebende Boden zur Lastabtragung herangezogen wird. Stabanker aus Baustählen sind für hohe Vorspannkraften nicht geeignet, da sie durch ihre hohe Dehnsteifigkeit Spannungen anziehen und damit den Boden nur zu einem geringen Maß zum Mittragen heranziehen.

Literaturverzeichnis

- [1] Adam, D.; Szabó, M.: *Skriptum zur Vorlesung Fels- und Tunnelbau – 2. Felsbau*. Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien, 2010
- [2] Adam, D.; Kohlböck, D.: *Skriptum zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik 1 – 10. Spannungen und Verformungen im Untergrund*. Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien, 2009
- [3] ANP – Systems GmbH: *Zulassung Einstabanker SAS 950 aus Spannstahl Y1050H mit Gewinderippung \varnothing 18, 26,5, 32, 36, 40, 47 mm*. Bundesministerium für Verkehr Innovation und Technologie, BMVIT-327.120/0076-IV/ST2/2010, Wien, März 2011
- [4] Breit, K.; Martak, L.; Suppan, M.: *Vortrag: Die Einführung des EC7, Teil 1; ÖNORM EN 1997-1; ÖNORM B 1997-1-1; Verankerungen*. Austrian Standards Institute (ASI), Wien, 2009-06-04
- [5] Breit, K.: *Skriptum zur Vorlesung Baugrundinjektionstechnik*. Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien, 2010
- [6] Breit, K.: *Skriptum zur Vorlesung Spezialtiefbau*. Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien, 2011
- [7] BMVIT (Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie): *Liste der Technischen Zulassungen: Anker*. Abteilung IV/ST 2 – Technik und Verkehrssicherheit, Wien, Stand: 2012-03-14
- [8] Comte, C.: *L'Utilisation des Ancrages en Rocher et en Terrain Meubles*. Mitteilungen Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik Nr.62, Frühjahrstagung Zürich, 1965, S. 1-14
- [9] Coyne, A.: *Anwendungen der Vorspannungen auf Staumauern*. Internationaler Verein für Brückenbau und Hochbau, II. Kongress, Berlin, 1938
- [10] DIN 4019 Teil 1: *Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittlerer Belastung*. Deutsches Institut für Normung, Beuth, Berlin, Ausgabe: 1979-04
- [11] Dörken, W.; Dehne, E.; Kliesch, K.: *Grundbau in Beispielen Teil 1*. Werner Verlag, Köln, 2009
- [12] Dörken, W.; Dehne, E.: *Grundbau in Beispielen Teil 2*. Werner Verlag, Köln, 2007
- [13] Dörken, W.; Dehne, E.: *Grundbau in Beispielen Teil 3*. Werner Verlag, München, 2006
- [14] DSI Holding GmbH: *Zulassung DYWIDAG-Litzenanker mit 2 bis 15 Spannlitzen Y1770S7 und Y1860S7 (140 und 150 mm²)*. Bundesministerium für Verkehr Innovation und Technologie, BMVIT-327.120/0054-IV/ST2/2011, Wien, Dezember 2011
- [15] EAB: *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage, 2006

- [16] E DIN 4019: *Baugrund – Setzungsberechnungen (Entwurfsnorm)*. Deutsches Institut für Normung, Beuth, Berlin, Ausgabe: 2011-08
- [17] Ehl, G.: *Gezieltes Nachverpressen zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Verpressankern in bindigen Böden*. Die Bautechnik 63, 1986, S.278-282
- [18] ETAG 013: *Richtlinie für die Europäische Technische Zulassung von Spannsystemen für das Vorspannen von Tragwerken*. Europäische Organisation für technische Zulassungen EOTA, Brüssel, Ausgabe: 2002-06
- [19] Eurocode 7-1 – *Praxisbeispiele Teil 1: Allgemeine Grundlagen, Stützbauwerke, Gesamtstandsicherheit (Geländebruch)*. Austrian Standards Institute (ASI), Österreichische Gesellschaft für Geotechnik (ÖGG), Wien, 2009
- [20] Fink, J.: *Studienblätter zur Vorlesung Stahlbau I*. Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen, Wien, 2007
- [21] Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH: *Zulassung Kontrollierbarer Litzendaueranker VSL F 150 mit 3 bis 12 Spannstahllitzen, Y 1770S7-15,7 und Y 1860S7-15,7*. Bundesministerium für Verkehr Innovation und Technologie, BMVIT-327.120/0061-IV/ST2/2011, Wien, Jänner 2012
- [22] Hettler, A.; Meininger, W.: *Einige Sonderprobleme bei Verpreßankern*. Bauingenieur 65, 1990, S. 407-412
- [23] Hettler, A.; Besler, D.: *Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand*. Bautechnik 78, Ernst & Sohn, 2001, S 89-100
- [24] Ischebeck, E. F.: *Kritische Überlegungen zur momentanen Ausschreibungspraxis von Dauerankern*. Bauen in Boden und Fels 3. Kolloquium, Technische Akademie Esslingen, 2002, S. 577-588
- [25] Jelinek, R.; Ostermayer, H.: *Verpreßanker in Böden*. Bauingenieur 51, Springer Verlag, 1976, S. 109-118
- [26] Kany, M.: *Berechnung von Flachgründungen*. Ernst & Sohn, Berlin, 1959
- [27] Krey, H.: *Erddruck, Erdwiderstand*. Ernst & Sohn, Berlin, 1936
- [28] Klugert, K. D.: *Forschungsbericht über Verpressversuche und die Entwicklung eines mehrfachen, gezielten und tiefenabhängigen Nachverpress-Systems für Daueranker*. Bilfinger+Berger Bauaktiengesellschaft, B+B intern, Mannheim, 1984
- [29] Knoblauch, H.; Schneider, U.: *Bauchemie*. Werner Verlag, Düsseldorf, 2001
- [30] Luo, S., Q.; Khoo, B., T.; Tan, S., A.; Yong, K., Y.: *Stabilization slopes in residual soils with soil nails*. International Conference on Soil nailing & stability of soil and rock engineering, Nanjing, China, 2004
- [31] Martak, L.: *Theorie und Praxis beim Ankerspannen, Erklärungen und Ergänzungen zur ÖNORM B 4455*. Österreichische Ingenieur und Architekten Zeitschrift 137 (ÖI-AZ), 1992, S. 582-585

- [32] Mayer, A.: *FE-Berechnung zum Tragverhalten von Ankern im Boden*. Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Diplomarbeit, Graz, 2008
- [33] Mayer, G.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpreßankern in Sand*. Technische Universität Berlin, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes, Berlin, 1983
- [34] Müller, L.: *Der Felsbau*. Bd. 1, Ferd. Enke Verlag, Stuttgart, 1963
- [35] ÖNORM B 1997-1-1: *Eurocode 7 : Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Nationale Festlegungen zu ONORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 2010-03-15
- [36] ÖNORM B 4400-2: *Geotechnik – Teil 2: Benennungen und Definitionen, Beschreibung und Klassifizierung von Fels*. Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 2010-03-15
- [37] ÖNORM B 4431 Teil 1: *Zulässige Belastungen des Baugrundes, Setzungsberechnungen für Flachgründungen*. Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 1983-09-01
- [38] ÖNORM B 4455: *Vorgespannte Anker für Festgestein und Lockergestein (Erd- und Grundbau)*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 1992-08-01
- [39] ÖNORM EN 1537: *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Verpressanker*. Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 2000-09-01
- [40] ÖNORM EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 2009-07-01
- [41] ÖNORM EN 1997-1: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*. Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe: 2009-05-15
- [42] ÖNORM EN ISO 22577-5: *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Ankerprüfung*. Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut, Normenentwurf, Wien, Ausgabe: 2010-03-01
- [43] Ostermayer, H.: *Das Verhalten des Systems Bauwerk-Anker-Boden als Grundlage für den Entwurf verankerter Konstruktionen*. Bauingenieur 70, Springer Verlag, 1995, S. 371-380
- [44] PLAXIS 2D: *Finite element program for geotechnical applications*. Version 2011.01, Plaxis bv, 2011
- [45] Rubin, H.: *Studienblätter Baustatik 1 und 2*. Technische Universität Wien, Institut für Baustatik, Wien, 2007

- [46] Scheele, F.: *Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden*. Schriftenreihe Heft 1, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, München, 1982
- [47] Simmer, K.: *Grundbau 1, Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen*. B.G. Teubner, Stuttgart, 19. Auflage, 1994
- [48] Smolctyk, U.; Ostermayer, H.: *Grundbau – Taschenbuch 2. Band: Geotechnische Verfahren – Kap. 2.5 Verpreßanker*. Ernst & Sohn, Berlin, 6. Auflage, 2001
- [49] Stahlwerk Annahütte, Max Aicher GmbH & Co. KG: *Zulassung Einstabanker SAS 670 aus Gewindestahl S 670/800 mit Gewinderippung \varnothing 18, 22, 25, 28, 30, 35, 43, 57,5 und 63,5 mm*. Bundesministerium für Verkehr Innovation und Technologie, BMVIT-327.120/0001-IV/ST2/2011, Wien, März 2011
- [50] Steinbrenner, W.: *Tafeln zur Setzungsberechnung*. Die Straße, 1934, S. 121-124
- [51] VDI-Bericht Nr. 235: *Das Verhalten mechanisch beanspruchter Werkstoffe und Bauteile unter Korrosionseinwirkung*. VDI-Verlag, Düsseldorf, 1975
- [52] Wernik, E.: *Tragfähigkeit zylindrischer Anker im Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens*. Universität Fridericiana Karlsruhe, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe, 1987
- [53] Weißenbach, A.; Gollub, P.: *Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände*. Bautechnik 72, Ernst & Sohn, 1995, S. 780-799
- [54] Wichter, L.; Meininger, W.: *Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau*. Ernst & Sohn, Berlin, 2000
- [55] Wichter, L.; Meininger, W.: *Langjährige Erfahrungen mit Verpressankern und Bodennägeln – Konsequenzen und Schlussfolgerungen*. Geotechnik 29, 2006, S. 33-39
- [56] Zehetmaier K. H.: *Korrosionsschutz an Dauerankern – Anforderungen, Normen und Praxisbeispiele*. Bauen in Boden und Fels 3. Kolloquium, Technische Akademie Esslingen, 2002, S. 561-575
- [57] Ziegler, F.: *Technische Mechanik der festen und flüssigen Körper*. Springer, Wien, 1998

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Anwendungsbeispiele für vorgespannte Anker in Boden und Fels; aus [54].....	2
Abb. 2.1:	Schema eines vorgespannten Ankers (Verpressankers); ohne Einzelheiten des Ankerkopfes und des Ankerkopfschutzes; aus [39].....	5
Abb. 2.2:	Darstellung eines a. vorgespannten Ankers; b. Zugpfähle; c. Nägel; aus [54].....	6
Abb. 3.1:	Konstruktionsprinzip eines vorgespannten Ankers am Beispiel eines Einstab-Verbundankers, ausgeführt als Kurzzeitanker; aus [54].....	10
Abb. 3.2:	Konstruktion eines vorgespannten Ankers am Beispiel eines Litzen-Verbundankers, ausgeführt als Daueranker; aus [21].....	11
Abb. 3.3:	Konstruktionsprinzip eines vorgespannten Ankers am Beispiel eines Einstab-Druckrohrankers, als Daueranker; aus [54].....	12
Abb. 3.4:	Kopfausbildung bei vorgespannten Ankern; a. Einstabanker mit Gewindemutter und Kugelkalotte; b. Bündelanker mit Verkeilung des Bündels und Keilscheibe; c. Litzenanker mit Verkeilung der Einzellitze und Ankerplatte im Mörtelbett; aus [54].....	13
Abb. 3.5:	Schematische Darstellung einer Spannlitze beim Spann- bzw. Verankerungsvorgang; Keilbiss und Keilschlupf; aus [1].....	13
Abb. 3.6:	a) Oberflächenkorrosion b) Lochkorrosion; adaptiert nach [54].....	20
Abb. 3.7:	Spannungsrissskorrosion a) Interkristallin, b) Transkristallin, die Risse bilden sich immer normal auf die Zugspannungsrichtung; adaptiert nach [54].....	21
Abb. 3.8:	Schematische Darstellung zum Ablauf des Risswachstums bei hochfesten Stählen durch Einwirkung von adsorbiertem Wasserstoff; aus [51].....	22
Abb. 4.1:	Technische Möglichkeiten zur Nachverpressung; aus [54].....	26
Abb. 4.2:	Freigelegter Versuchsanker mit Nachverpressung über Manschettenrohr; aus [28].....	26
Abb. 5.1:	Schematische Darstellung eines Zugversuches an einem Einstabanker; aus [54].....	28
Abb. 5.2:	Belastungsschema für Prüfverfahren 1; a. Untersuchungsprüfung; b. Eignungsprüfung; c. Abnahmeprüfung; aus [42].....	30
Abb. 5.3:	Zeit-Verschiebungs-Kurven und Ermittlung des Kriechmaßes bei einer Eignungsprüfung; adaptiert nach [42].....	32
Abb. 5.4:	Kraft-Verschiebungs-Diagramm einer Abnahmeprüfung; adaptiert nach [42].....	35
Abb. 5.5:	Kraft-verschiebungs-Diagramm einer Abnahmeprüfung nach dem nationalen Anhang aus ÖNORM EN 1537:2000 [38].....	36
Abb. 5.6:	Beispiele charakteristischer Kraft-Verschiebungs-Diagramme, aus [31].....	37
Abb. 6.1:	Querrisse im Verpresskörper bei einem Einstab-Verbundanker; aus [54].....	38
Abb. 6.2:	Erdstatische Ansätze zur Ermittlung der Ankertragfähigkeit; adaptiert nach [54].....	40
Abb. 6.3:	Modell für die Verspannung eines Verpresskörpers infolge Dilatanz in der Scherfuge; ..	41
Abb. 6.4:	Darstellung des Versagens im Boden nahe der Fuge Verpresskörper-Boden.....	41
Abb. 6.5:	Verteilung der Normalspannung $\sigma_{v,s}$ auf der Grenzfläche Verpresskörper-Boden;	42
Abb. 6.6:	Schubspannungsverteilung entlang des Verpresskörpers eines Druckrohrankers (links) und eines Verbundankers (rechts); aus [1].....	43
Abb. 6.7:	Schubspannungsverteilung entlang des Verpresskörpers eines SBMA-Ankers; aus [1]..	44
Abb. 6.8:	Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in nichtbindigen Böden, adaptiert nach [48].....	45
Abb. 6.9:	Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern und dem Eindringwiderstand von Rammsonden (DPL, DPH) in nichtbindigen Böden, adaptiert nach [48].....	45
Abb. 6.10:	Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in bindigen Böden mit Nachverpressen (ohne Packer, $2 \times$ Verpressen); adaptiert nach [48].....	46
Abb. 6.11:	Richtwerte für die Grenztragfähigkeit von Ankern in bindigen Böden ohne Nachverpressen; adaptiert nach [48].....	46

Abb. 7.1:	Federmodell des Anker-Boden-Systems zur Abbildung der Vorspannung, bestehend aus zwei seriellen Federn	50
Abb. 7.2:	Federmodell des Anker-Boden-Systems im vorgespannten Zustand zur Abbildung des Aufbringens einer äußeren Last Z , bestehend aus zwei parallelen Federn	50
Abb. 7.3:	Zusammenhänge der Kräfte und Verschiebungen bei vorgespannten und schlaffen (nicht vorgespannten) Ankern in den verschiedenen Phasen.....	51
Abb. 7.4:	a) vorgespannter Anker nach dem Vorspannen; b) vorgespannter Anker nach der Aufbringung der äußerer Kraft Z	53
Abb. 7.5:	Vorspanndreieck (Systemskizze); Kraft-Verformungs-Diagramm für vorgespannte Anker	55
Abb. 7.6:	Kraft-Dehnungs Diagramm eines nicht vorgespannten (schlaffen) Ankers	56
Abb. 7.7:	Grafische Darstellung des Zusammenhanges zwischen der Vorspannung und der Aufbringung einer äußeren Last	57
Abb. 7.8:	Systemskizze eines geneigten bzw. horizontal vorgespannten Ankers; a) ohne äußere Kraft Z ; b) mit äußerer Kraft Z	58
Abb. 7.9:	Einteilung der Fundamentfläche in Teilflächen A_j mit je einem Eckpunkt R im Kennzeichnenden Punkt K , aus [16].....	62
Abb. 7.10:	Geometrie für FE-Modelle.....	65
Abb. 7.11:	Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} für das Bodens-Wand-System exemplarisch für die Höhe $h = 8,0$ m.....	67
Abb. 7.12:	Relativer Kraftänderung im Anker bei variabler Dehnsteifigkeit des Ankers; exemplarisch anhand von Beispiel 3 in Kapitel 7.6.4.....	69
Abb. 7.13:	Relativer Kraftänderung im Anker bei variabler Ankerlänge; exemplarisch anhand von Beispiel 3 in Kapitel 7.6.4	70
Abb. 7.14:	Verhältnis der Federkonstanten zu relativer Kraftänderung im Anker	70
Abb. 7.15:	Einfluss der Form der Ankerkopfplatte auf die Lastausbreitzzone	71
Abb. 7.16:	Relativer Kraftänderung im Anker bei variablem Steifemodul	72
Abb. 7.17:	Relativer Kraftänderung im Anker bei variabler Querdehnzahl (POISSON'sche Zahl).....	72
Abb. 7.18:	Systemskizze für vertikale vorgespannte Anker	73
Abb. 7.19:	Vorspanndreieck Beispiel 1	76
Abb. 7.20:	Vorspanndreieck Beispiel 2	79
Abb. 7.21:	Finite Elemente Modell für Beispiel 1 – Netz und Abmessungen.....	80
Abb. 7.22:	Geometrie zu Beispiel 3.....	81
Abb. 7.23:	Federkonstante des Bodens C_{BW} und der Anker C_{SH} bei variabler Ankerlänge	83
Abb. 7.24:	Relative Kraftänderung der Anker v_s bei variabler Ankerlänge.....	84
Abb. A. 1:	Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei variablen Ankerplattenabmessungen; gilt für $E_s = 50$ MN/m ² und $\nu = 0,3$ „nichtbindiger Boden – Kies“	96
Abb. A. 2:	Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei variablen Ankerplattenabmessungen; gilt für $E_s = 20$ MN/m ² und $\nu = 0,4$ „bindiger Boden – Wiener Tegel“	97
Abb. A. 3:	Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $1,00 \times 1,00$ m und variablem Steifemodul E_B	98
Abb. A. 4:	Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $1,73 \times 1,73$ m und variablem Steifemodul E_B	98
Abb. A. 5:	Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $2,24 \times 2,24$ m und variablem Steifemodul E_B	99

Abb. A. 6: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $2,65 \times 2,65$ m und variablem Steifemodul E_B	99
Abb. A. 7: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $3,00 \times 3,00$ m und variablem Steifemodul E_B	100
Abb. A. 8: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $2,00 \times 0,50$ m und variablem Steifemodul E_B	100
Abb. A. 9: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $3,46 \times 0,86$ m und variablem Steifemodul E_B	101
Abb. A. 10: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $4,47 \times 1,12$ m und variablem Steifemodul E_B	101
Abb. A. 11: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $5,29 \times 1,32$ m und variablem Steifemodul E_B	102
Abb. A. 12: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $6,00 \times 1,50$ m und variablem Steifemodul E_B	102
Abb. B. 1: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 10,0$ m	103
Abb. B. 2: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 10,0$ m	104
Abb. B. 3: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 10,0$ m	105
Abb. B. 4: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 8,0$ m	106
Abb. B. 5: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 8,0$ m	107
Abb. B. 6: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 8,0$ m	108
Abb. B. 7: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 6,0$ m	108
Abb. B. 8: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 6,0$ m	109
Abb. B. 9: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 6,0$ m	109
Abb. B. 10: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 4,0$ m	110
Abb. B. 11: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 4,0$ m	110
Abb. B. 12: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand für Höhe $h = 4,0$ m	111
Abb. B. 13: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_S = 50$ MN/m ² und $\nu = 0,3$ „nichtbindiger Boden – Kies“	112
Abb. B. 14: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_S = 20$ MN/m ² und $\nu = 0,4$ „bindiger Boden – Wiener Tegel“	113
Abb. B. 15: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_S = 50$ MN/m ² und $\nu = 0,3$ „nichtbindiger Boden – Kies“	114

- Abb. B. 16:** Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Bodens + Wand bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_S = 20 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,4$ „bindiger Boden – Wiener Tegel“ 114

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1:	Unterscheidung zwischen vorgespanntem Anker, Mikropfahl und Nagel;	7
Tab. 2.2:	Liste der gültigen Zulassungen für vorgespannte Anker; März 2012; aus [7].....	9
Tab. 3.1:	Bemessungswerte der Materialwiderstände für Einstabanker; nach [49] und [3]	15
Tab. 3.2:	Bemessungswerte der Materialwiderstände für Litzenanker 15,3; nach [14].....	16
Tab. 3.3:	Bemessungswerte der Materialwiderstände für Litzenanker 15,7; nach [21].....	17
Tab. 4.1:	Gebäuchliche Bohrverfahren für die Ankerherstellung, adaptiert nach [54].....	24
Tab. 5.1:	Eignungsprüfungen: Beobachtungszeit und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei Prüfkraft; adaptiert nach [42].....	32
Tab. 5.2:	Abnahmeprüfung: Beobachtungszeit und zulässige Verschiebungen bzw. Kriechmaße bei Prüfkraft; adaptiert nach [42].....	33
Tab. 6.1:	Richtwerte für Mantelreibung τ_F in MN/m^2 zur Abschätzung der Gebrauchslast von Ankern im Fels, adaptiert nach [48]	48
Tab. 7.1:	Anzahl und Art der gerechneten FE-Modelle pro Baugrubenwandtyp und Bodenparameter	65
Tab. 7.2:	Bodenkennwerte für Beispielböden.....	73
Tab. 7.3:	Abmessungen des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 1	74
Tab. 7.4:	Materialparameter des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 1	74
Tab. 7.5:	Bestimmung des Setzungsbeiwertes f für Beispiel 1	75
Tab. 7.6:	Kräfte in [kN] nach Aufbringung der äußeren Lasten a. und b. für Beispiel 1.....	76
Tab. 7.7:	Abmessungen des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 2	77
Tab. 7.8:	Materialparameter des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 2	77
Tab. 7.9:	Bestimmung des Setzungsbeiwertes f für Beispiel 2	78
Tab. 7.10:	Kräfte in [kN] nach Aufbringung der äußeren Lasten a. und b. für Beispiel 2.....	79
Tab. 7.11:	Vergleich der Ankerkräfte $P_{S,Z}$ nach Aufbringung der äußeren Last Z aus Beispiel 1 mit der Finite Elemente Berechnung.....	81
Tab. 7.12:	Vergleich der Ankerkräfte $P_{S,Z}$ nach Aufbringung der äußeren Last Z aus Beispiel 2 mit der Finite Elemente Berechnung.....	81
Tab. 7.13:	Abmessungen des vertikalen vorgespannten Ankers für Beispiel 3	82
Tab. 7.14:	Materialparameter des horizontalen vorgespannten Ankers für Beispiel 3	82
Tab. 7.15:	Tabellarische Bestimmung der Federkonstanten für den Anker (Boden-Wand-System) und für die Kraftänderung im Anker bei Litzenanker Y1770 S7, Stabanker Y1050H und S670/800	83

A. Diagramme zur Ermittlung der Federkonstante für vertikale Anker

In diesem Anhang findet sich eine Sammlung von Diagrammen zur Bestimmung der Federkonstante für vertikale Anker.

In der Abb. A. 1 und Abb. A. 2 sind die Federkonstanten C_B für einen nichtbindigen Boden „Kies“ und einen bindigen Boden „Wiener Tegel“ exemplarisch bei verschiedenen Ankerplattenformen und Größen bestimmt. Es ist gut zu sehen wie sich nicht nur die Ankerplattenfläche A sondern auch die Ankerplattenform $a \times b$ auf die Federkonstante C_B auswirkt. Hierbei ist zu bemerken, dass sich der Ankerbalken (entspricht etwa länglichen Platten) im Vergleich mit quadratischen Ankerplatten (bei selber Fläche A) eine größere Federkonstante C_B des Bodens ergibt.

In den Abb. A. 3 bis Abb. A. 12 sind die Federkonstanten C_B für je eine feste quadratische oder rechteckige Ankerplattengröße ($A = 1, 3, 5, 7$ und 9 m^2) bei verschiedenen Steifemodulen E_S und Querdehnzahlen ν angegeben.

Die Grundlage für die Erstellung der Abbildungen ist die gezeigte Vorgangsweise über die Setzungsberechnung nach STEINBRENNER [50] in Kapitel 7.3.1.

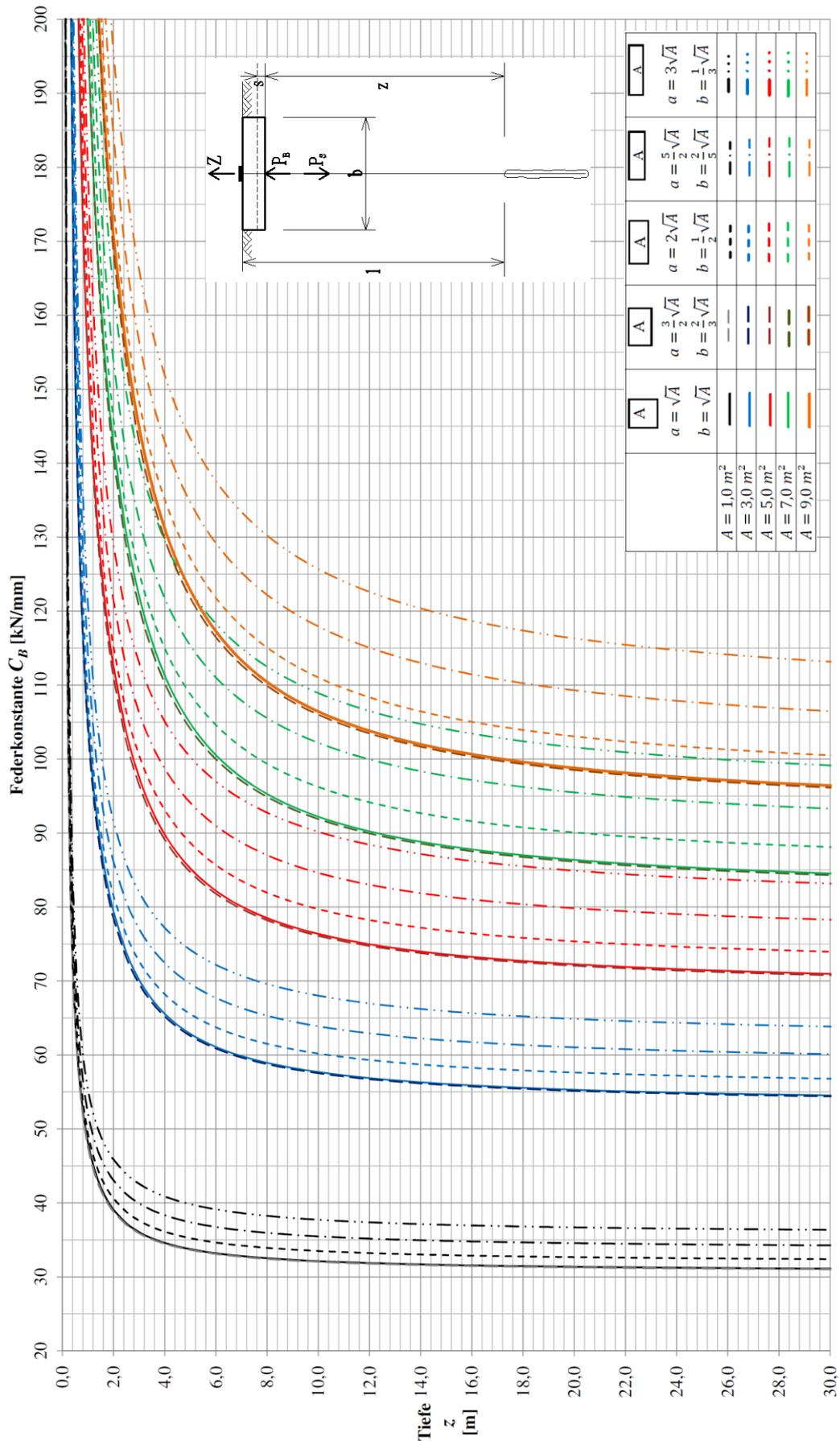


Abb. A. 1: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei variablen Ankerplattenabmessungen; gilt für $E_S = 50 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,3$ „nichtbindiger Boden – Kies“

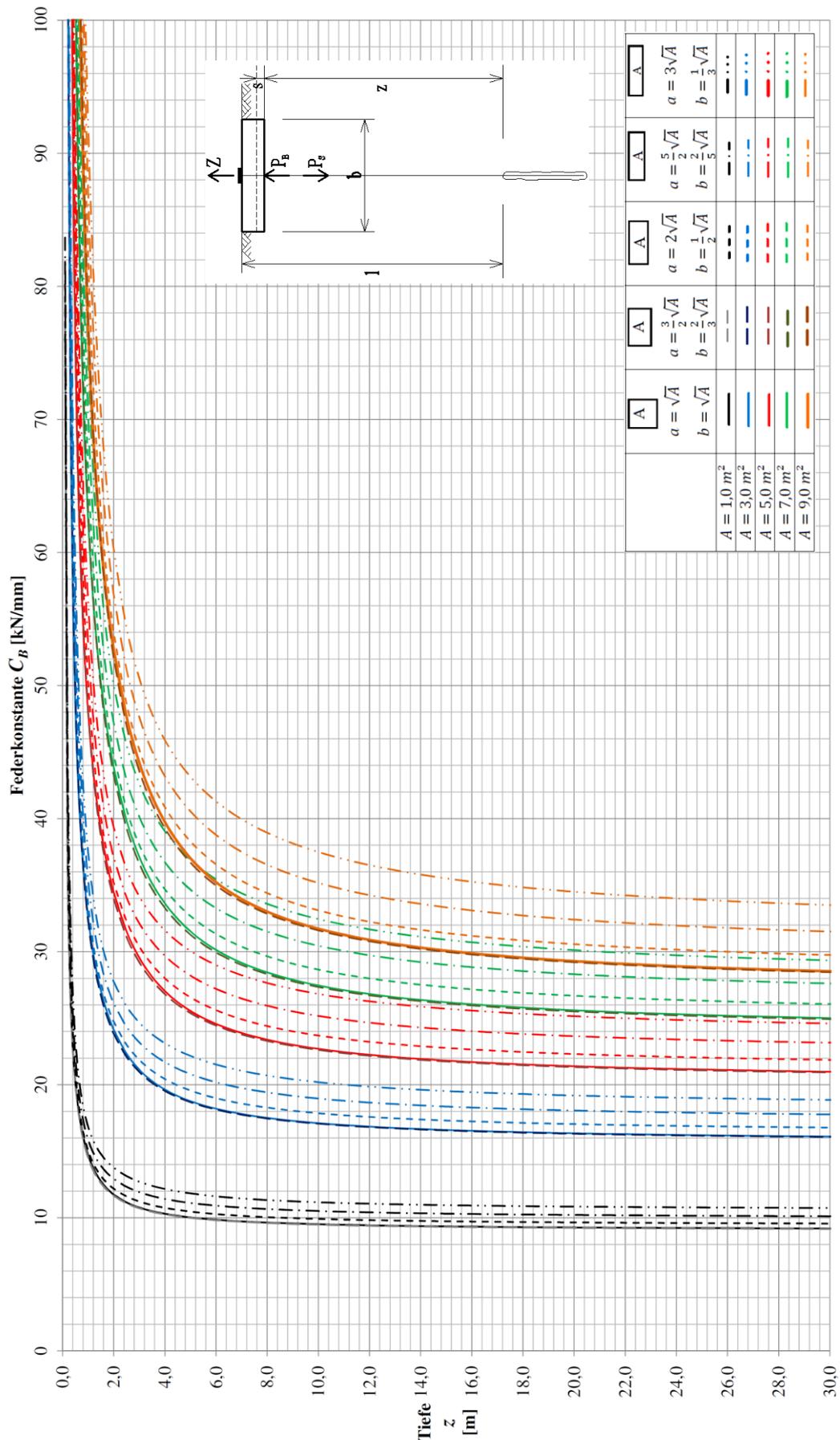


Abb. A. 2: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei variablen Ankerplattenabmessungen; gilt für $E_S = 20 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,4$ „bindiger Boden – Wiener Tegel“

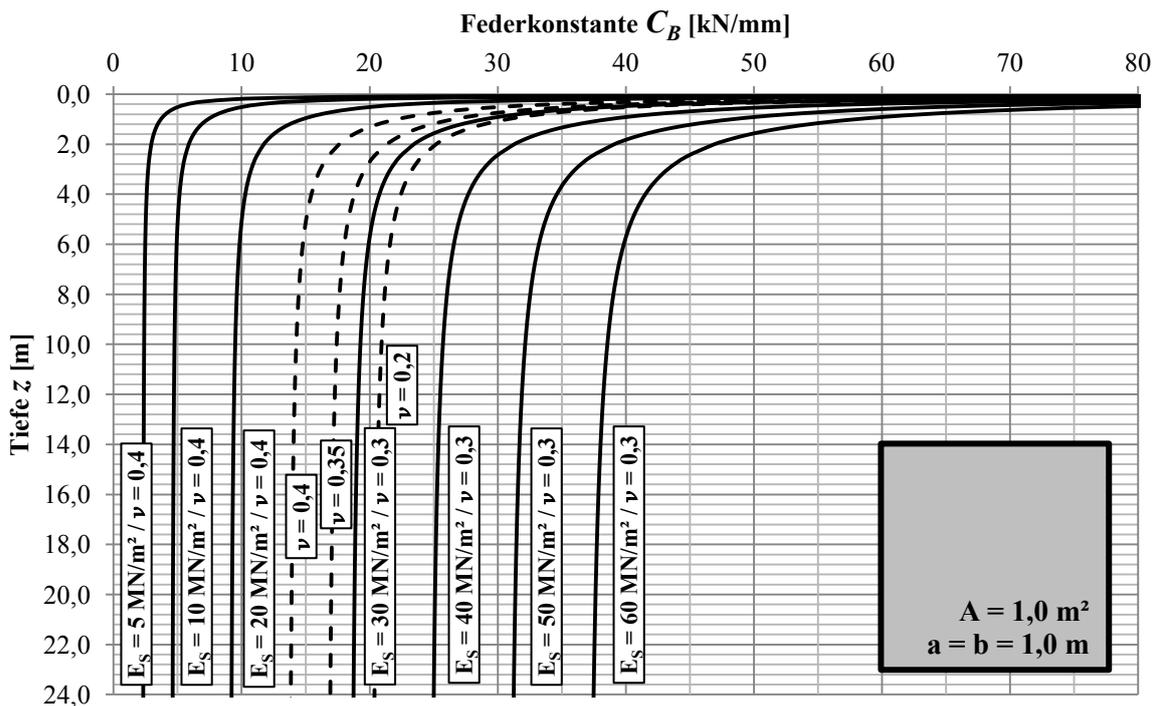


Abb. A. 3: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $1,00 \times 1,00 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

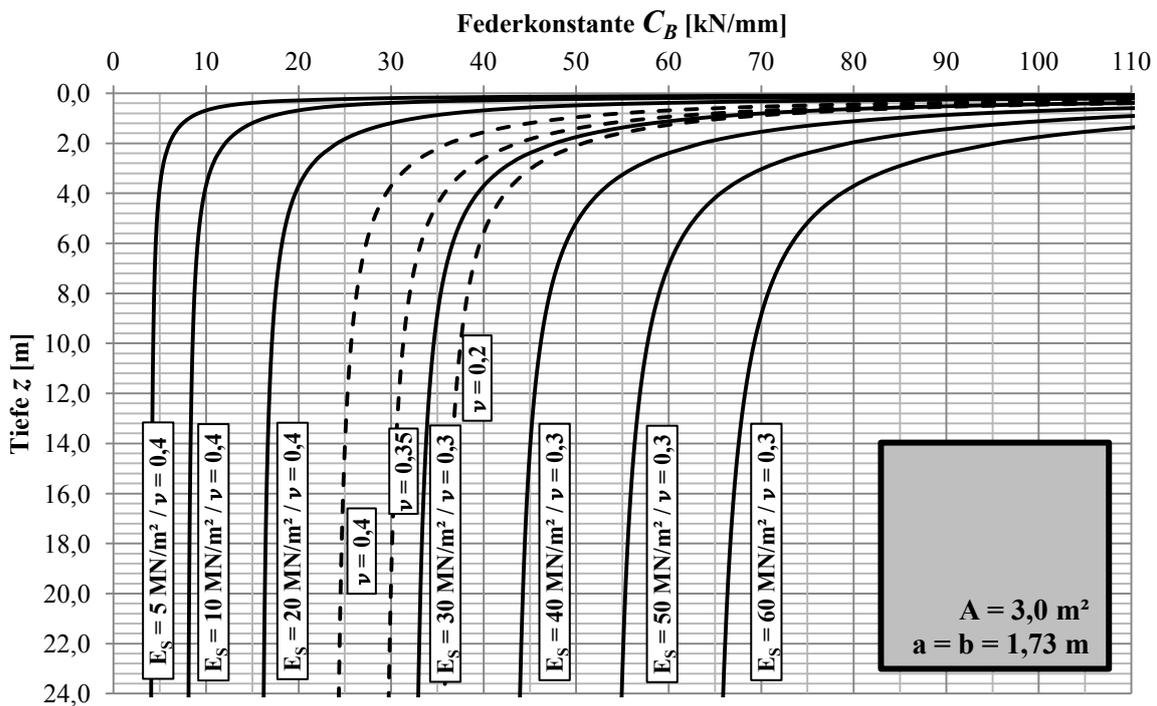


Abb. A. 4: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $1,73 \times 1,73 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

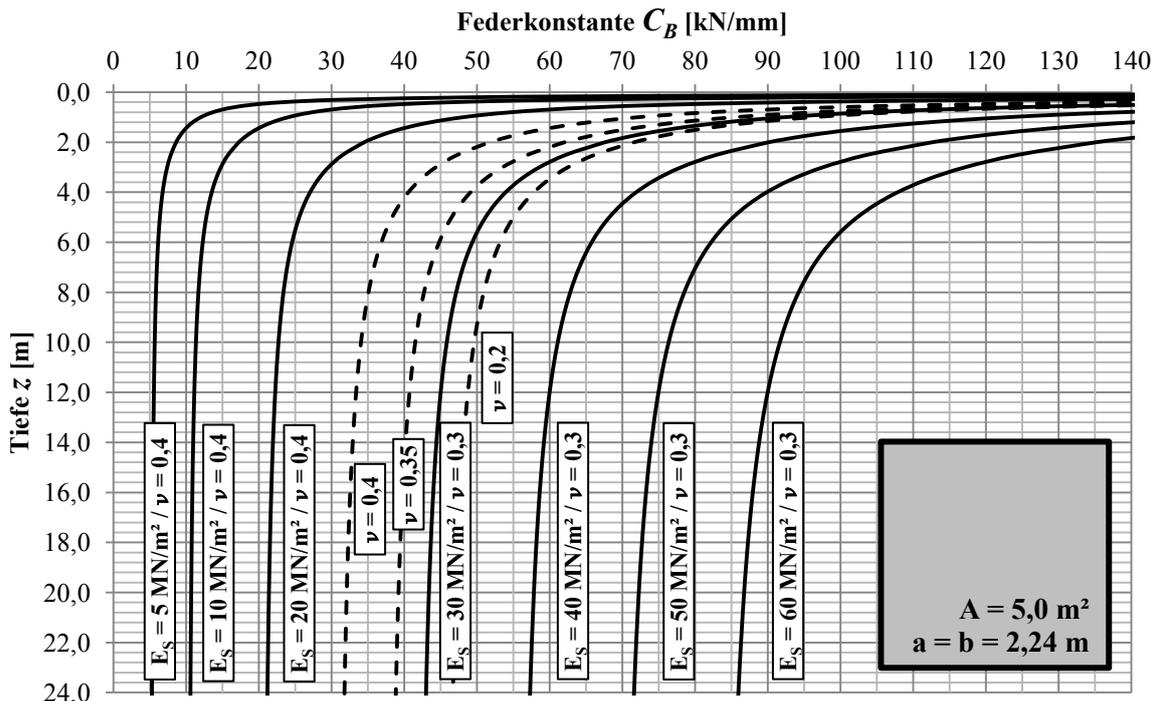


Abb. A. 5: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $2,24 \times 2,24 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

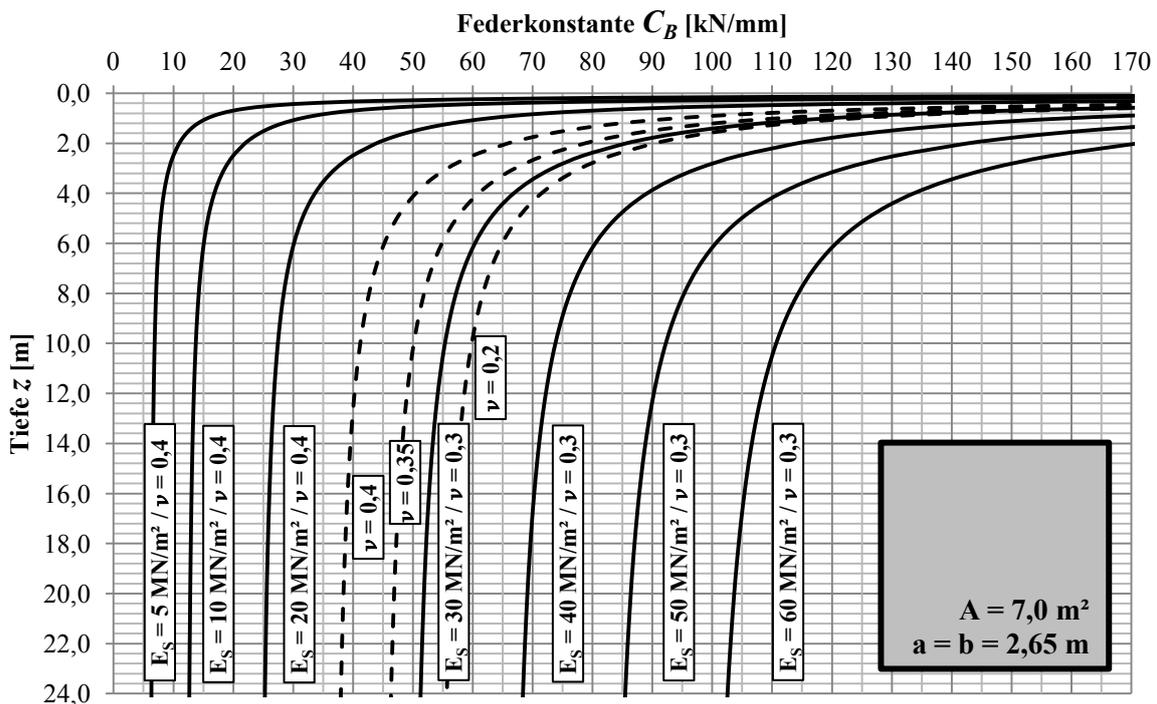


Abb. A. 6: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $2,65 \times 2,65 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

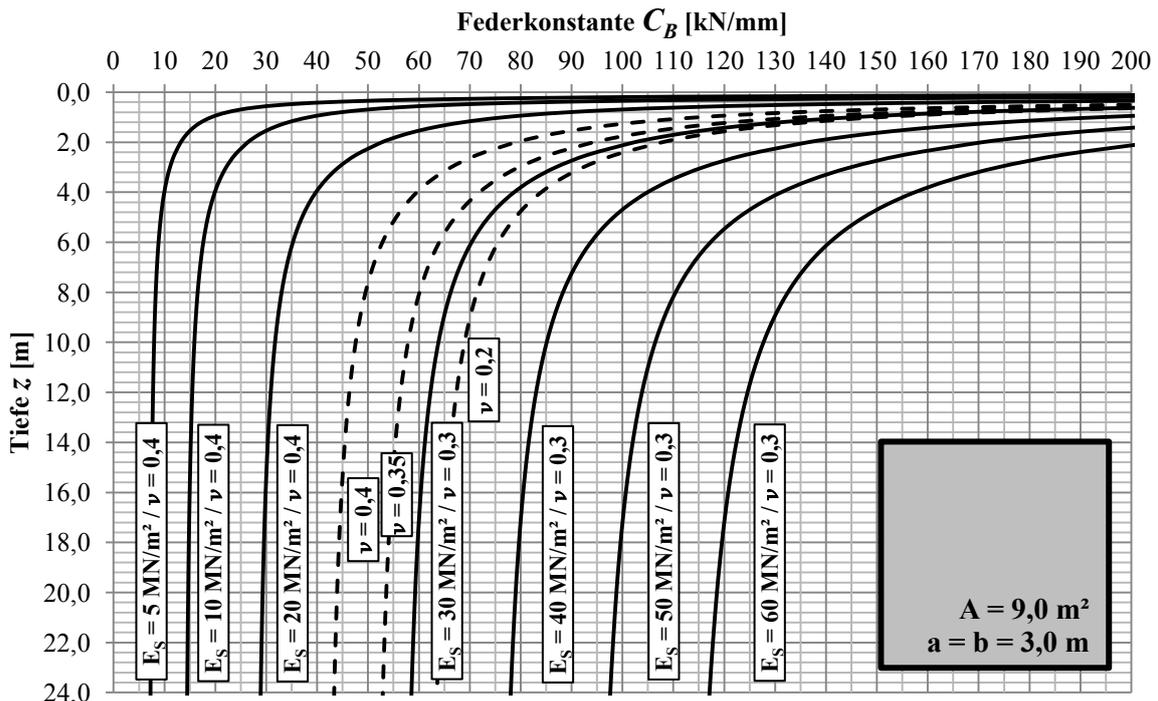


Abb. A. 7: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $3,00 \times 3,00 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

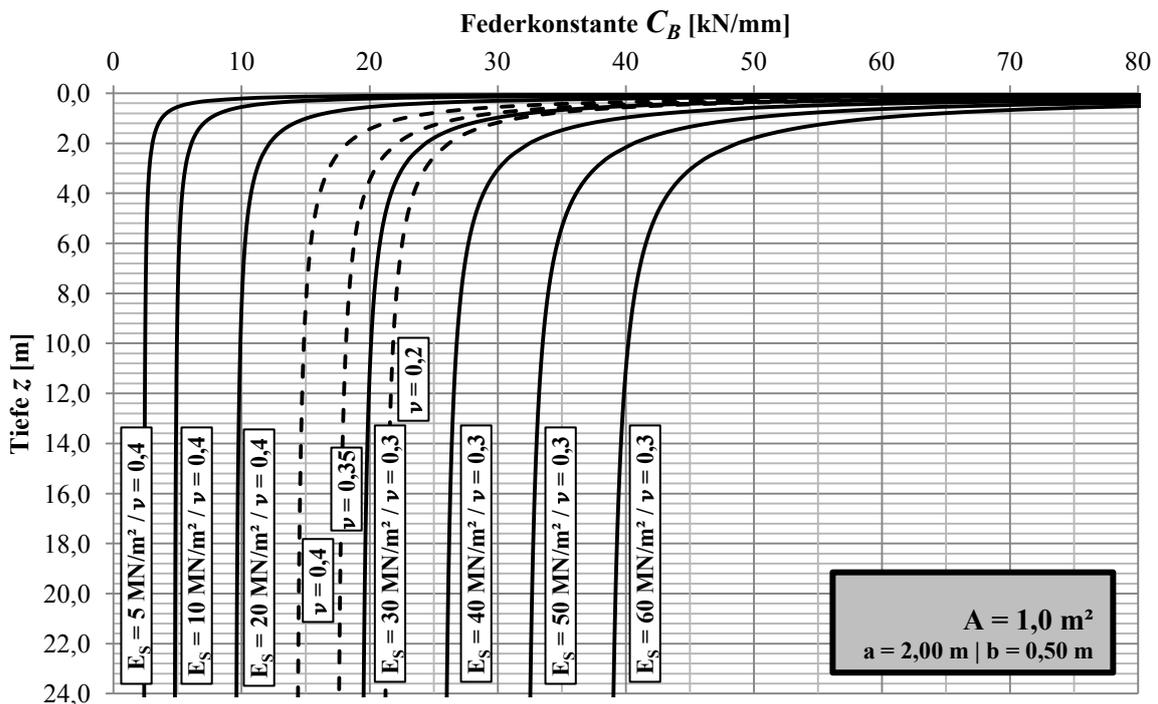


Abb. A. 8: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $2,00 \times 0,50 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

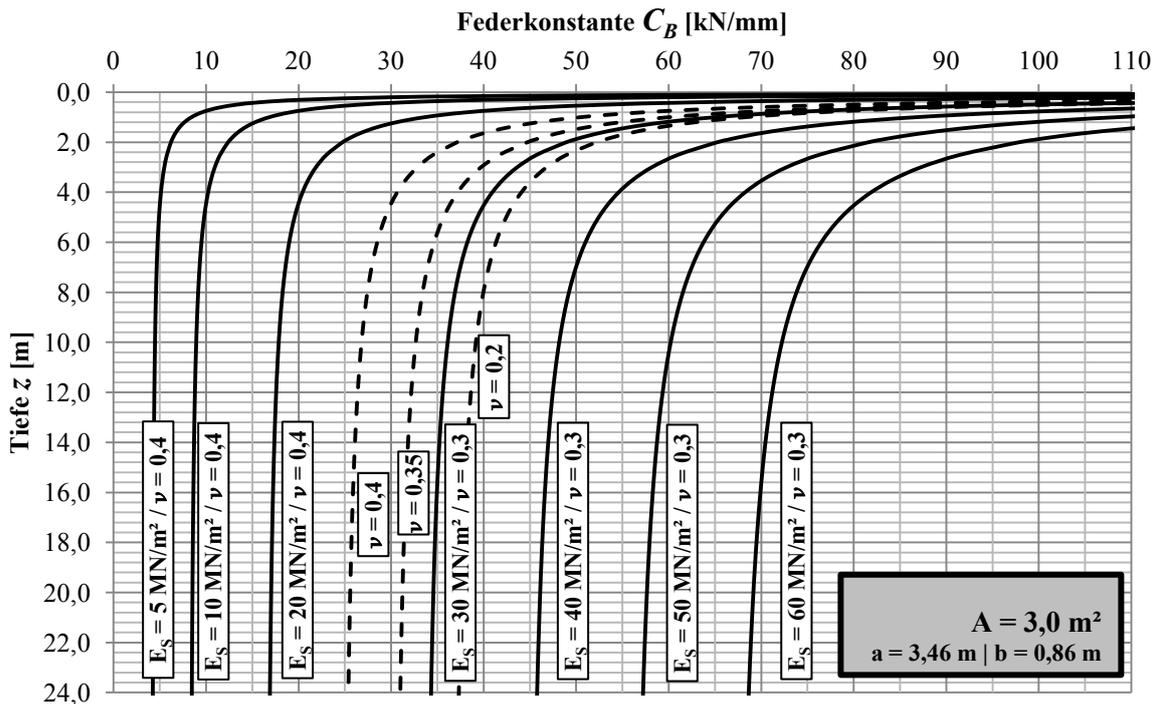


Abb. A. 9: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $3,46 \times 0,86 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

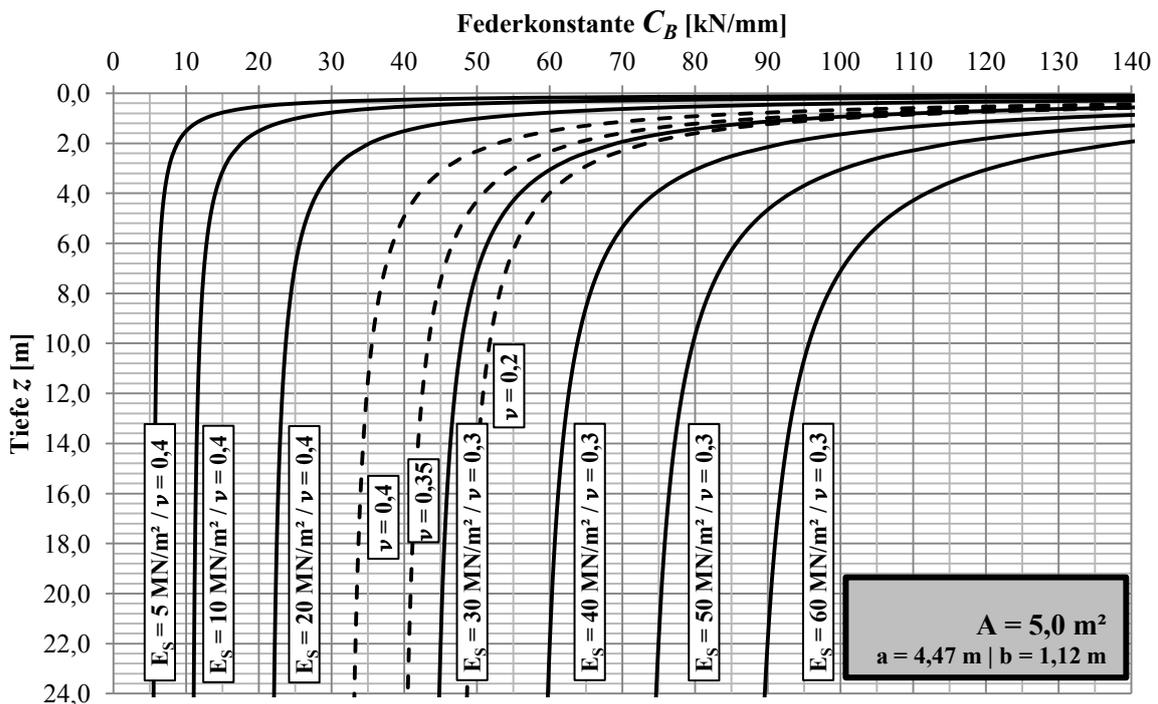


Abb. A. 10: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $4,47 \times 1,12 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

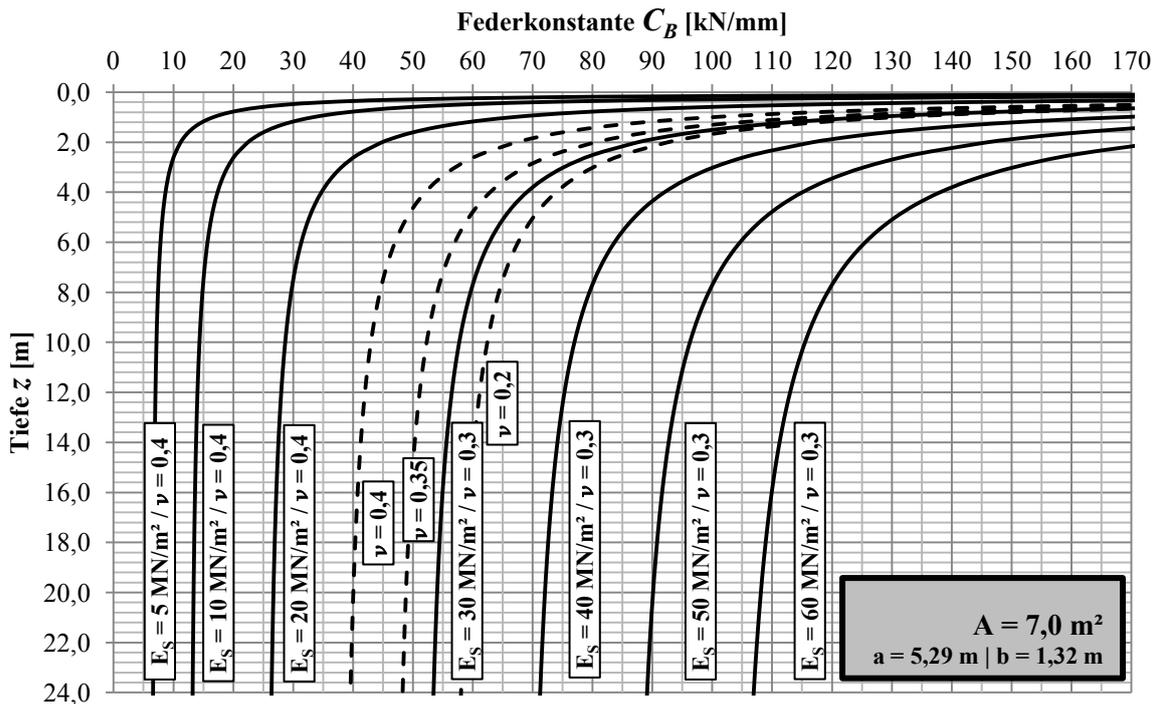


Abb. A. 11: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $5,29 \times 1,32 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

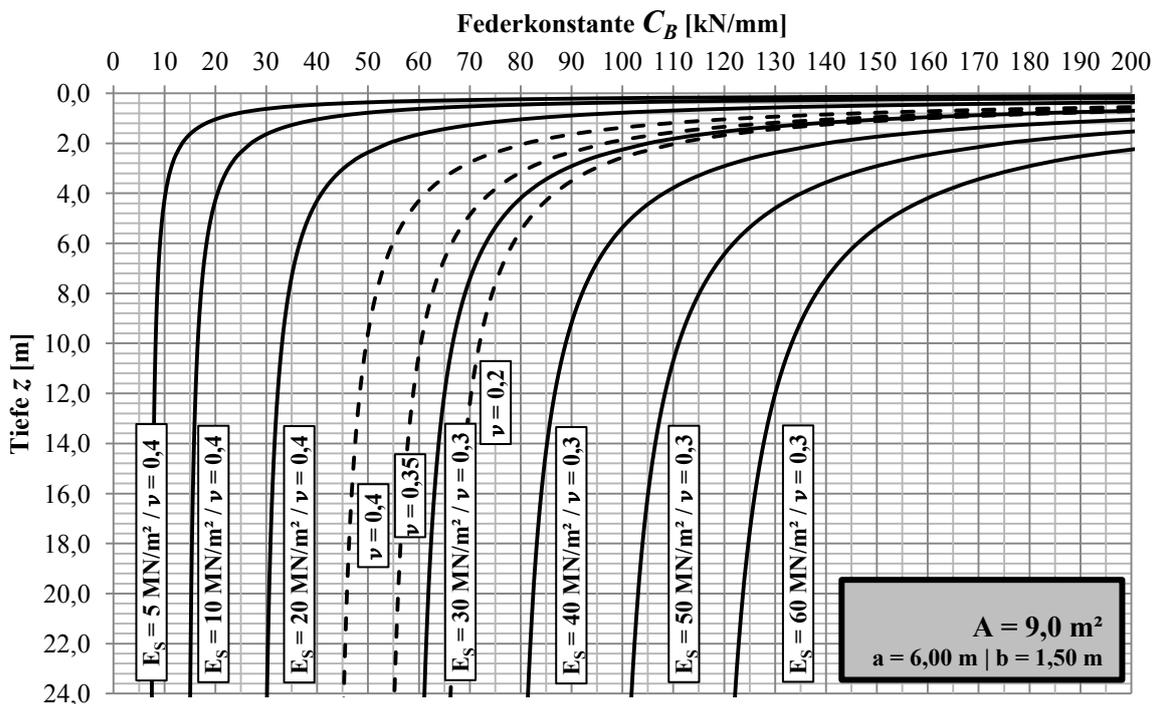


Abb. A. 12: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_B des Bodens bei fester Ankerplattenabmessung $6,00 \times 1,50 \text{ m}$ und variablem Steifemodul E_B

B. Diagramme zur Ermittlung der Federkonstante für horizontale Anker

In diesem Anhang findet sich eine Sammlung von Diagrammen zur Bestimmung der Federkonstante für Boden und Wand bei horizontalen vorgespannten Ankern.

- Numerische Berechnung mittels FE-Programm (Plaxis 2D [44])
- linear elastisches Materialmodell
- alle Diagramme gelten für einen 1,0 m Breite ebenen Ausschnitt

Die Bestimmung der Federkonstante C_{BW} für Boden und Wand bei horizontalen Ankern ist für eine Einbindetiefe $h/3$ angegeben. Dieselben Werte können auch bei größeren Einbindetiefen z.B. $h/2$ verwendet werden. Durch die größere Einbindetiefe verändert sich der relative Ankerkraftanteil im Anker v_S nicht. Dies gilt in bindigen Böden ($E_S = 10$ bis 30 MN/m^2 ; $\nu = 0,4$). Bei sehr guten nichtbindigen Böden ($E_S = 50$ bis 60 MN/m^2) kann die relative Kraftänderung im Anker v_S um max. 2 % abgesenkt werden, ist also vernachlässigbar klein. Somit wird für sehr bindige Böden, mit einer deutlich größeren Einbindetiefe als $h/3$, der Anteil einer äußeren Last im Anker vernachlässigbar überschätzen und befindet sich somit auf der sicheren Seite.

Zur Bestimmung jeder Kurven im Anhang B wurden je 4 bis 6 Punkte numerisch berechnet. Die genaue Vorgangsweise wird in Kapitel 7.4 erläutert.

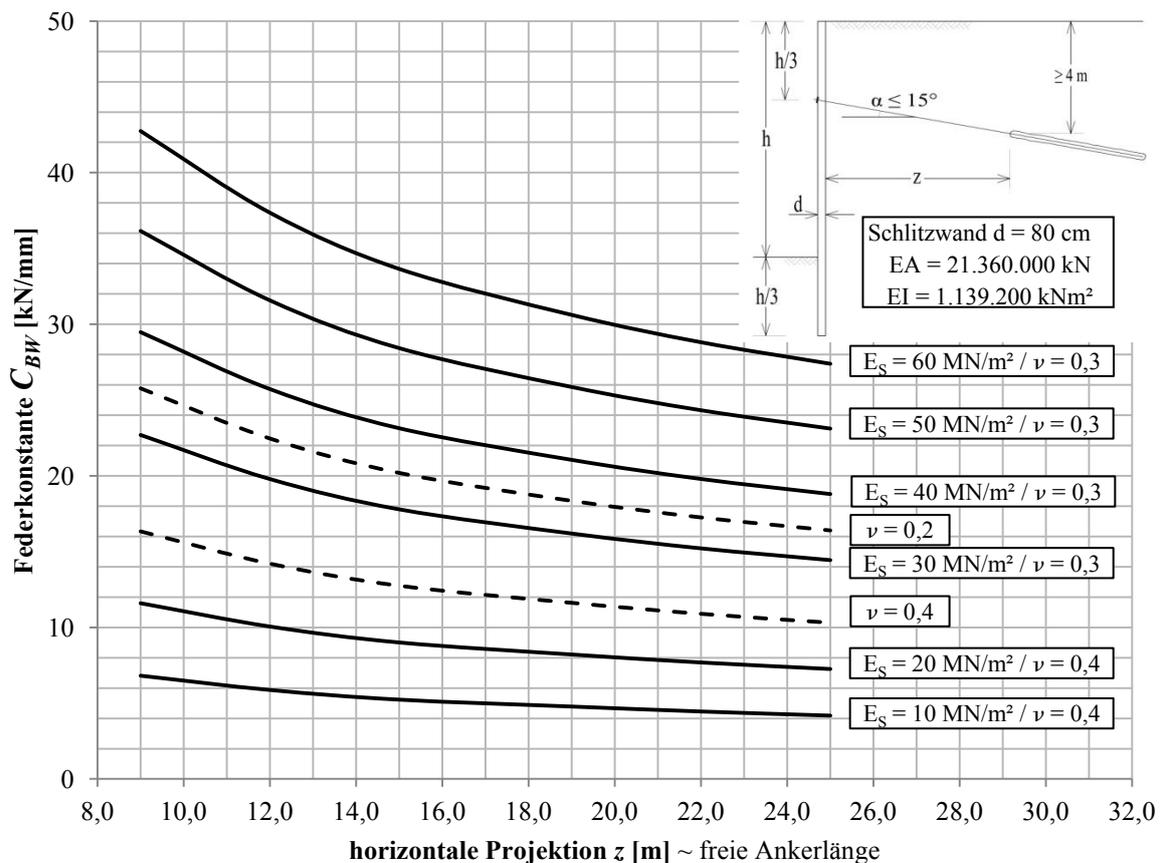


Abb. B. 1: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 10,0 \text{ m}$

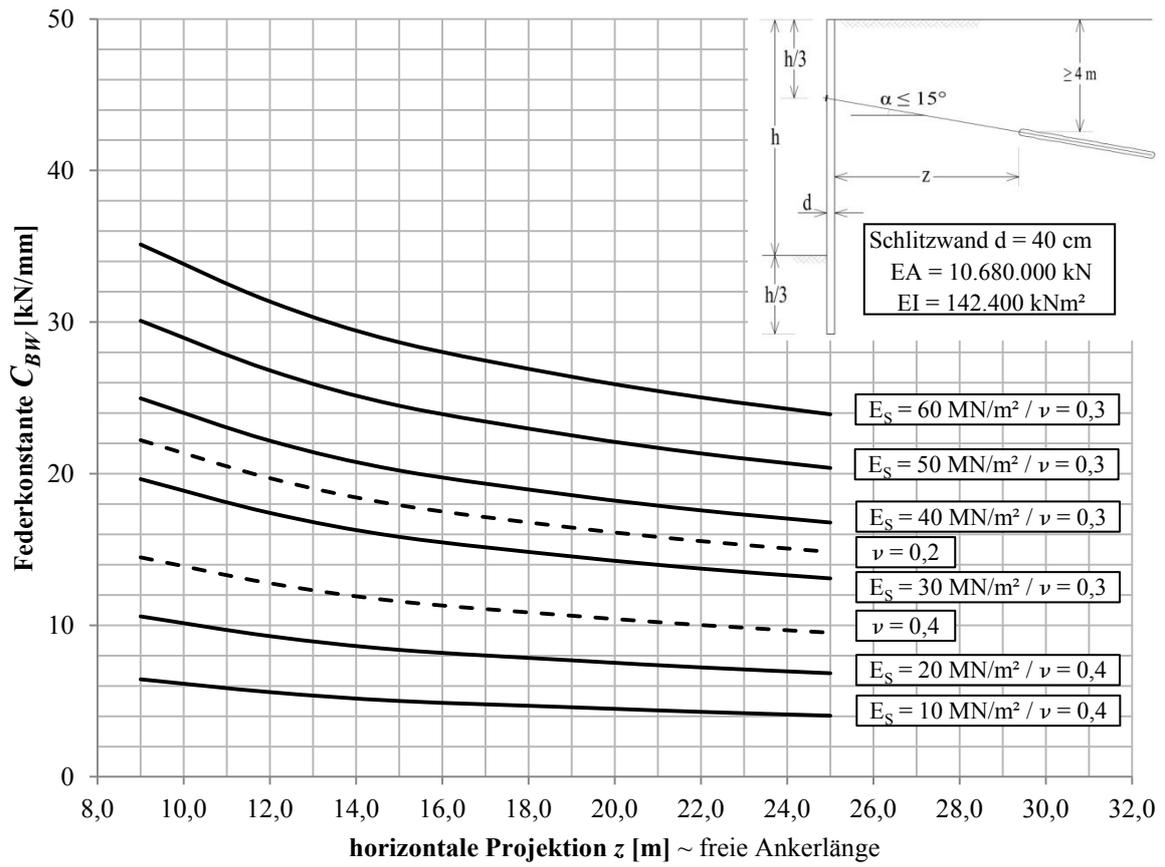


Abb. B. 2: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 10,0 \text{ m}$

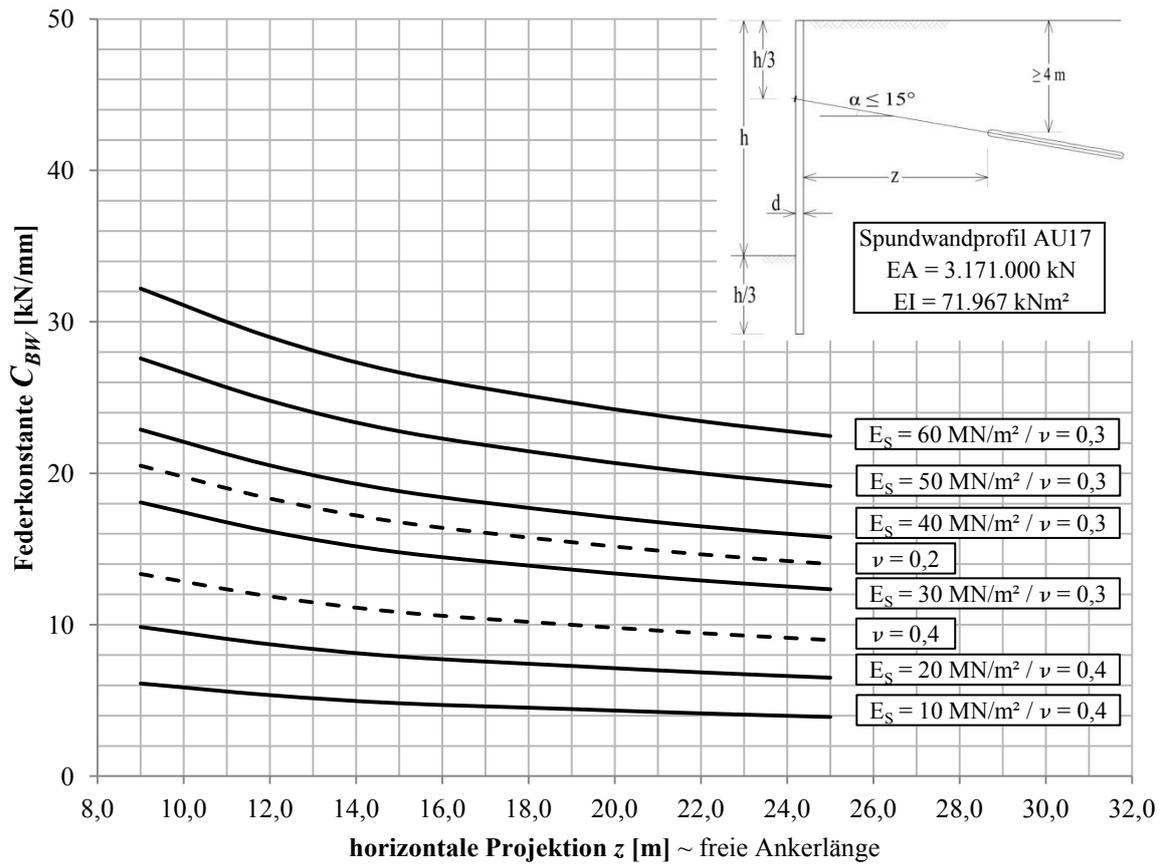


Abb. B. 3: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 10,0 \text{ m}$

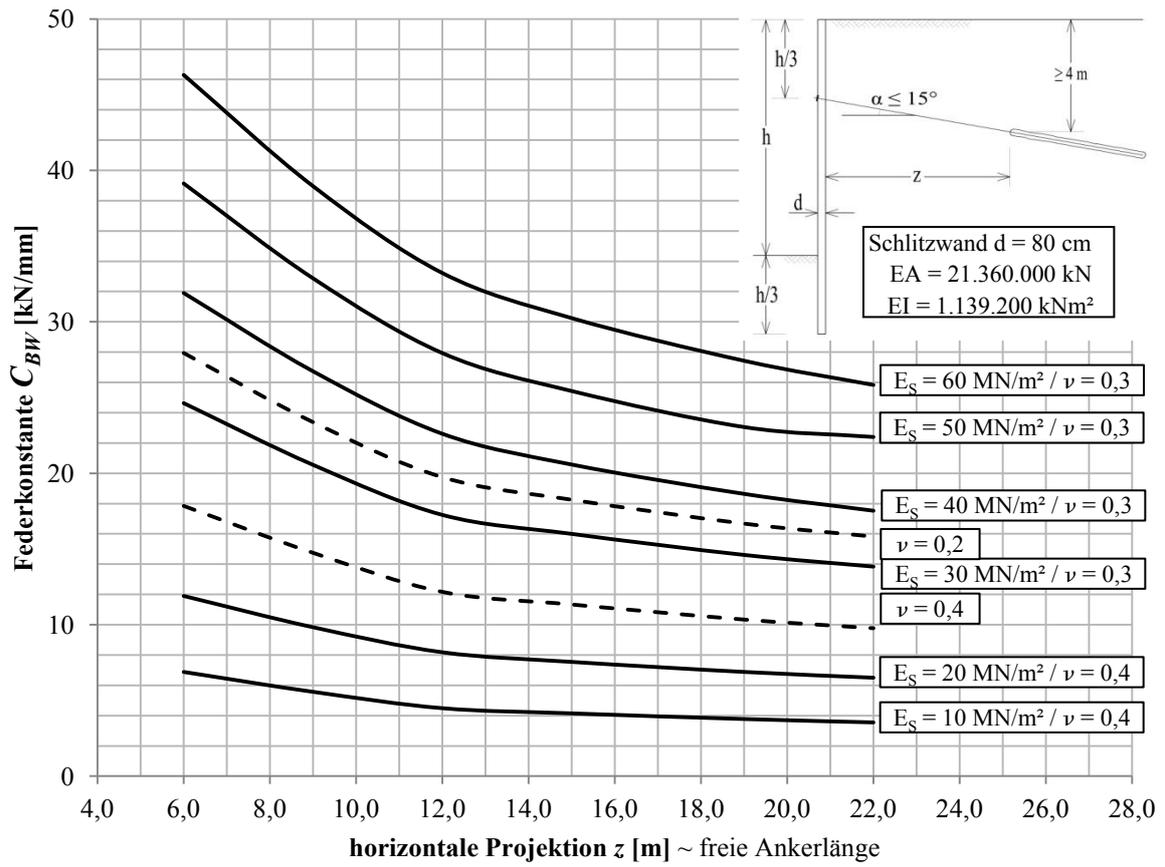


Abb. B. 4: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 8,0 \text{ m}$

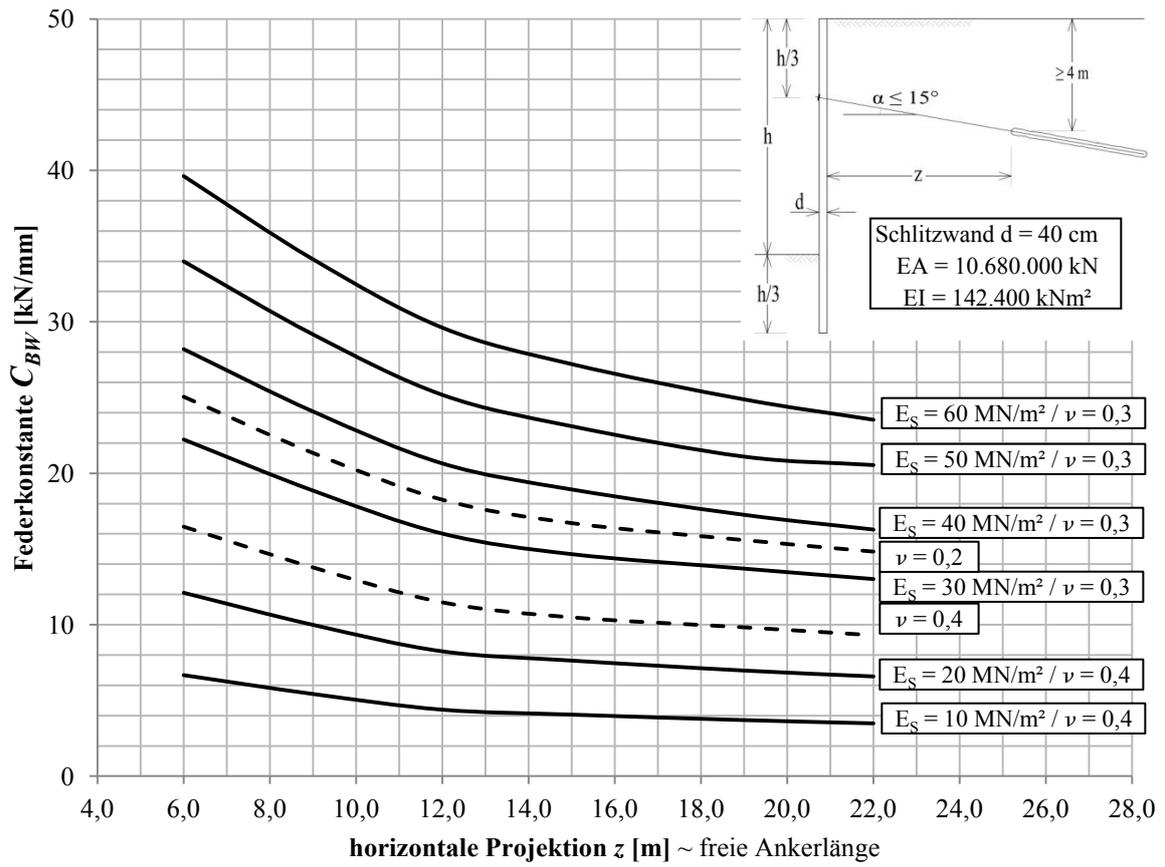


Abb. B. 5: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 8,0 \text{ m}$

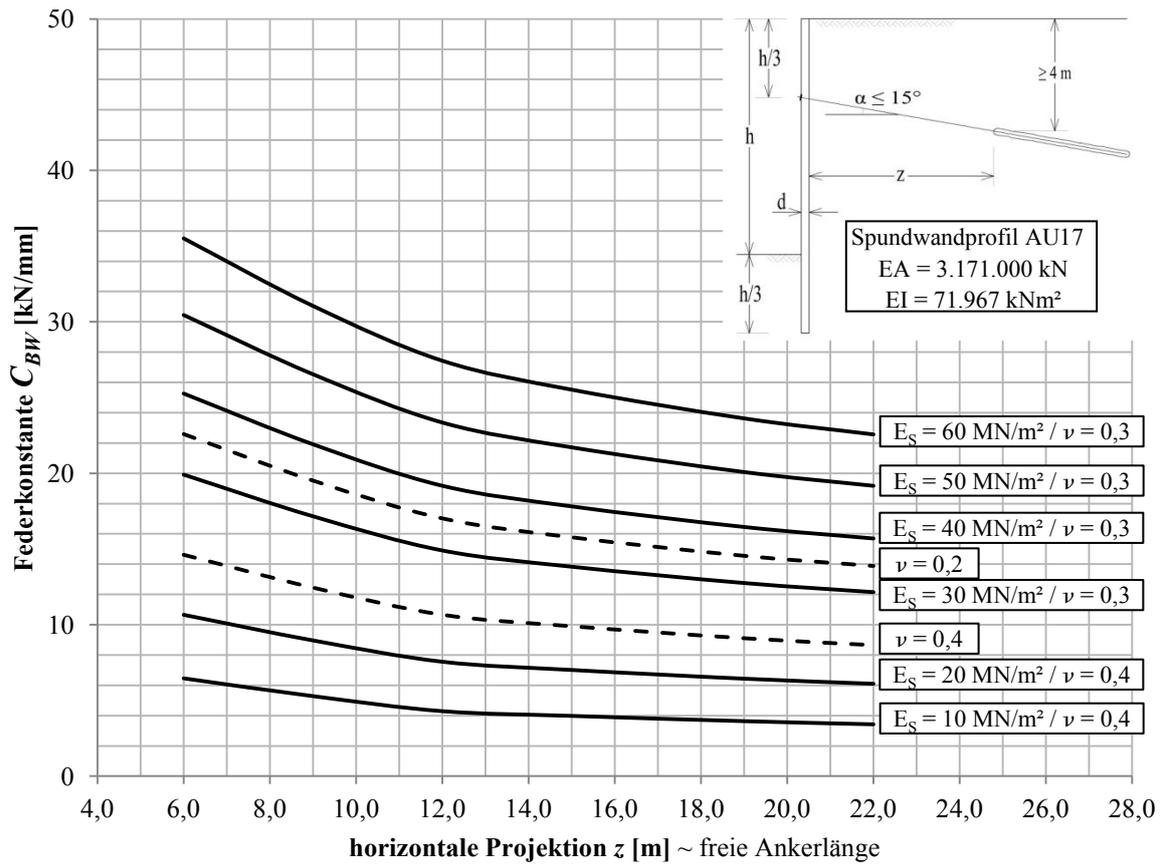


Abb. B. 6: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 8,0 \text{ m}$

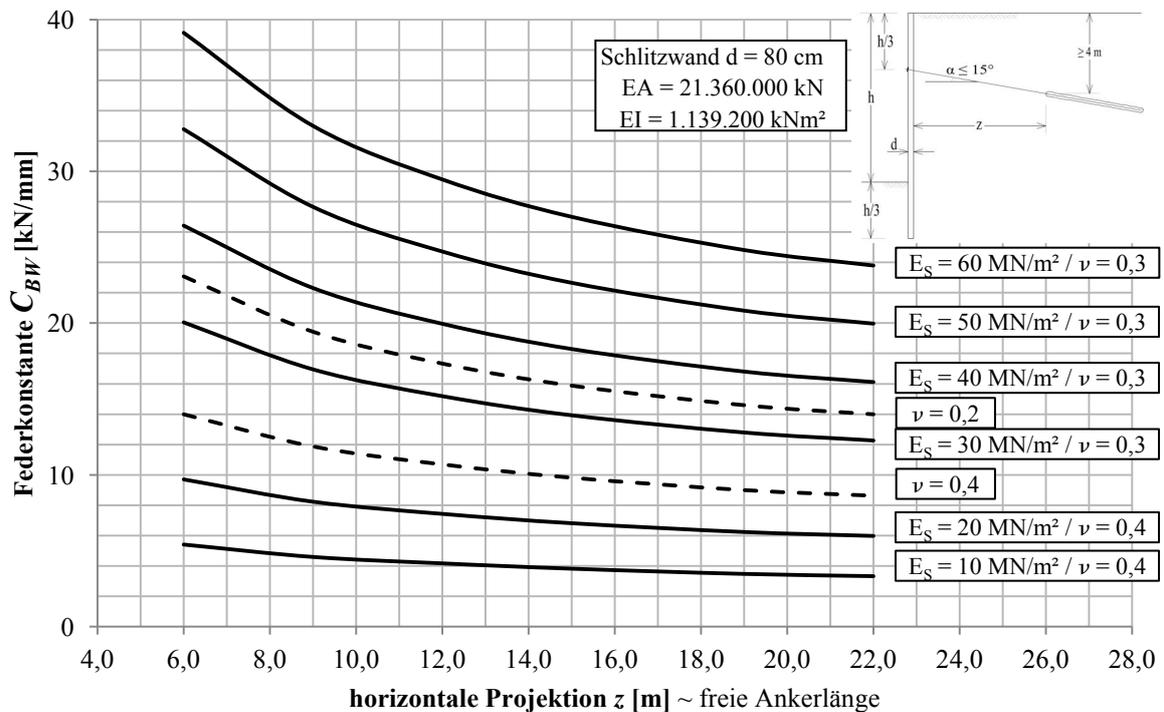


Abb. B. 7: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 6,0 \text{ m}$

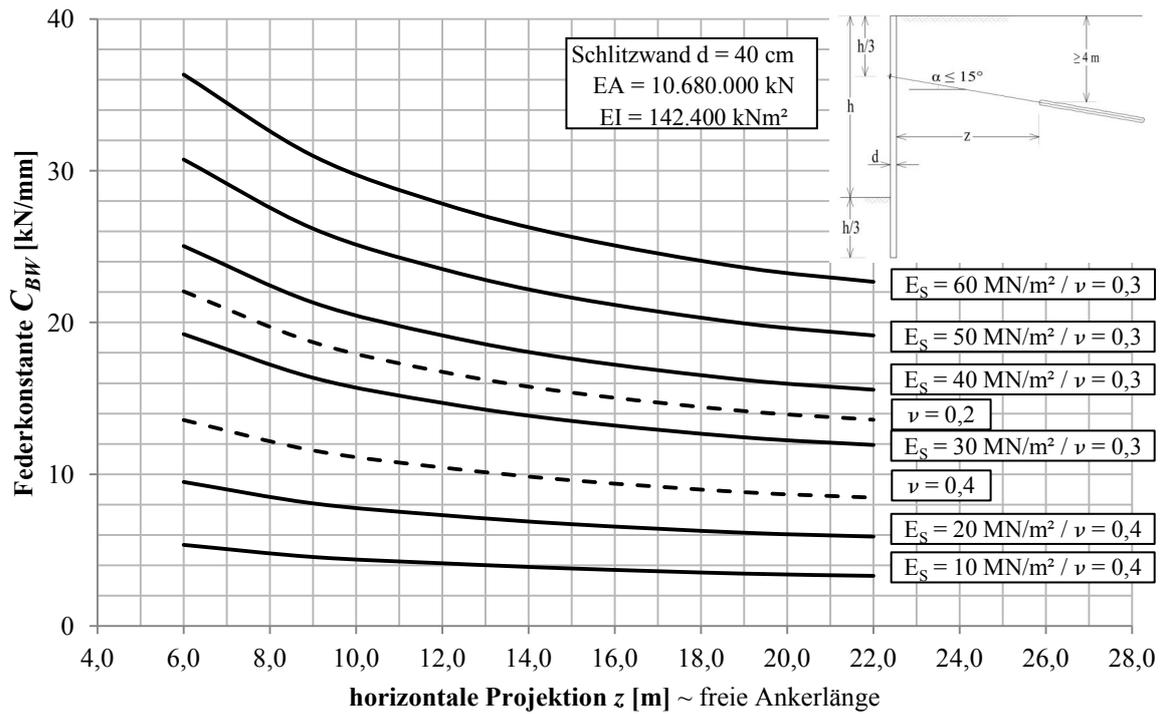


Abb. B. 8: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 6,0 \text{ m}$

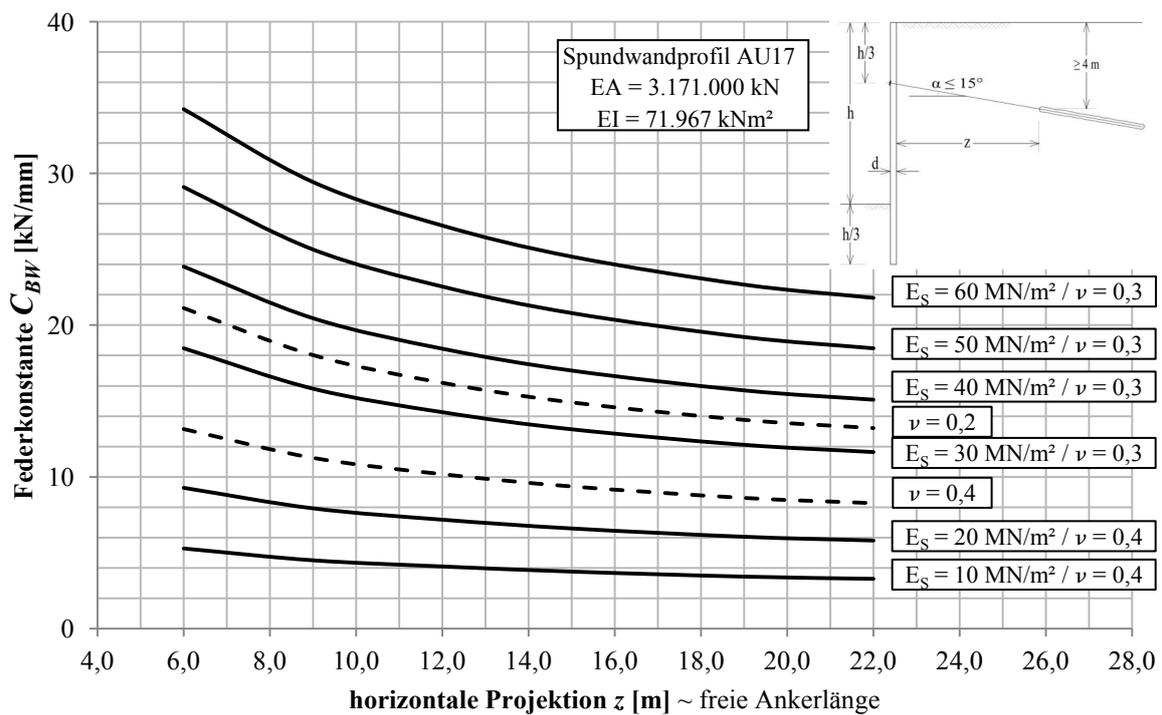


Abb. B. 9: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 6,0 \text{ m}$

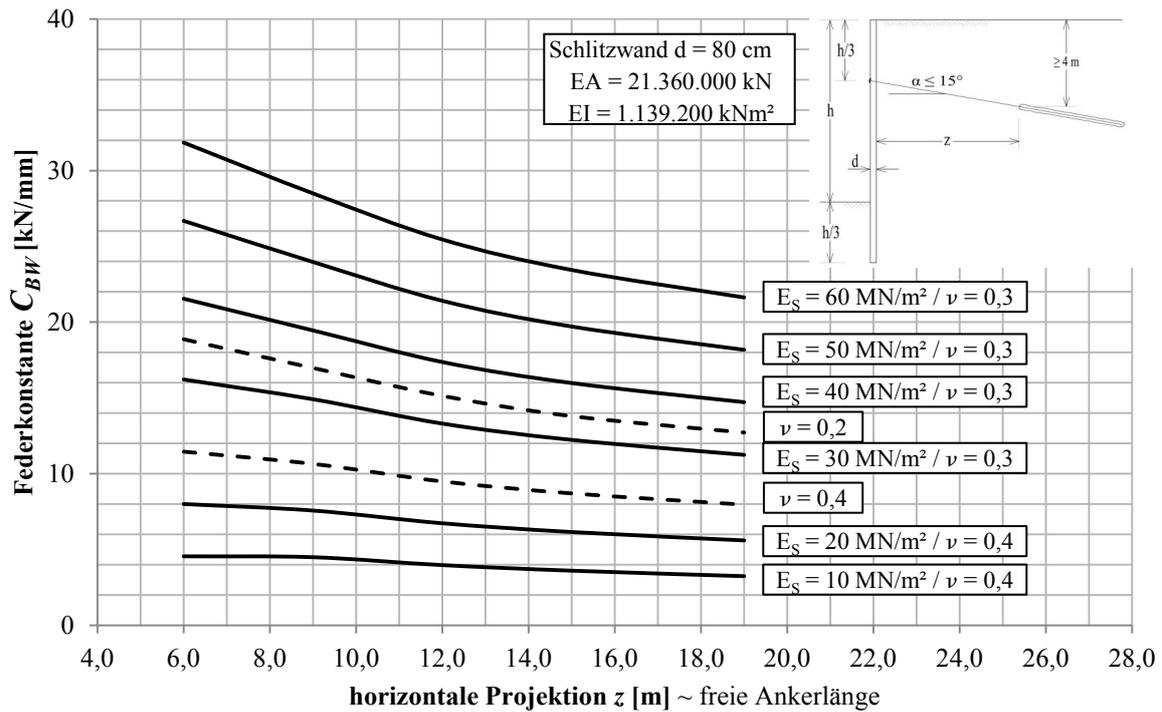


Abb. B. 10: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 4,0 \text{ m}$

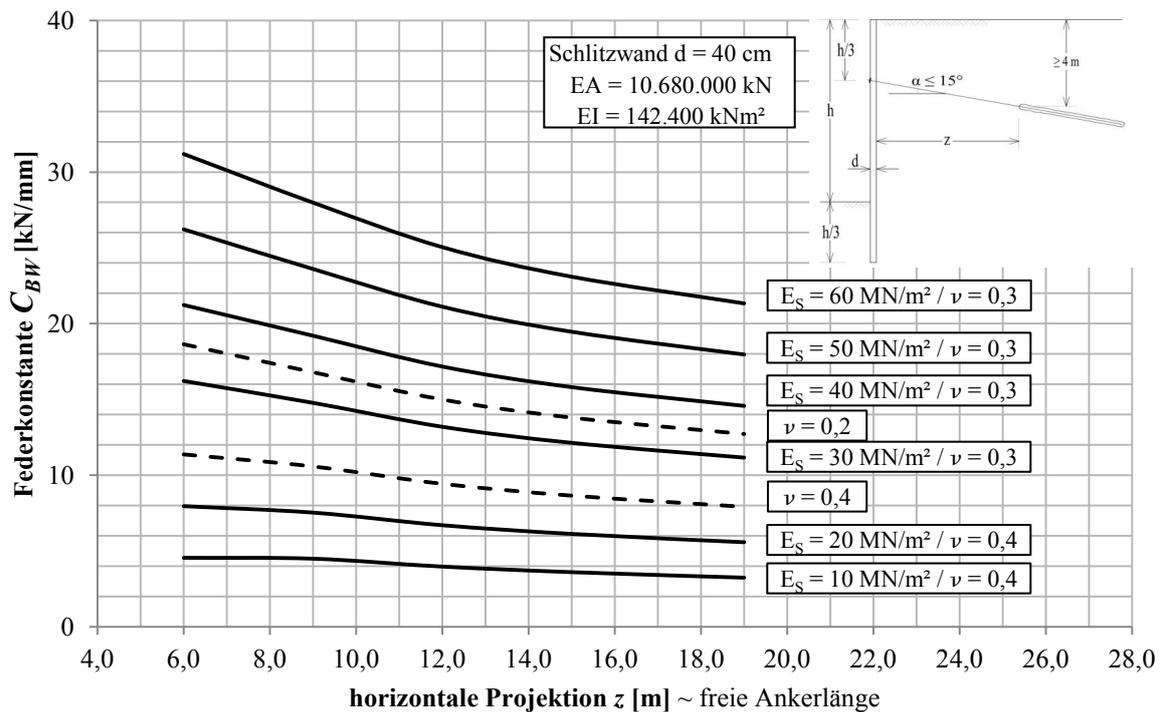


Abb. B. 11: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 4,0 \text{ m}$

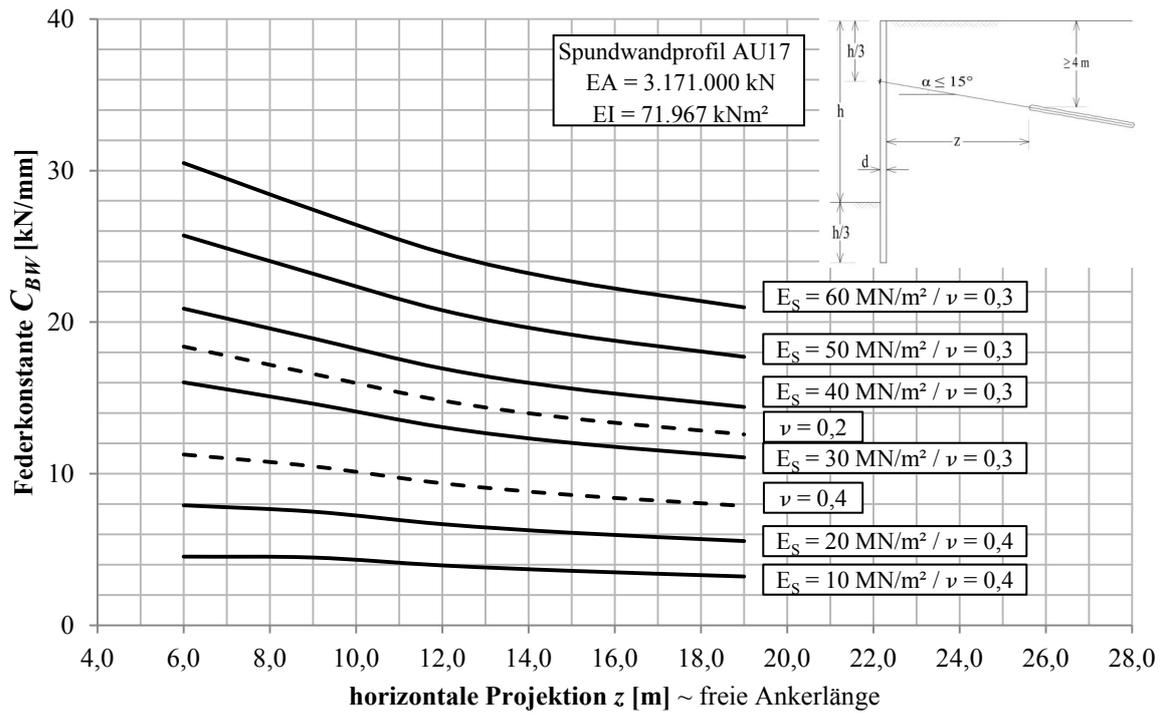


Abb. B. 12: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems für Höhe $h = 4,0 \text{ m}$

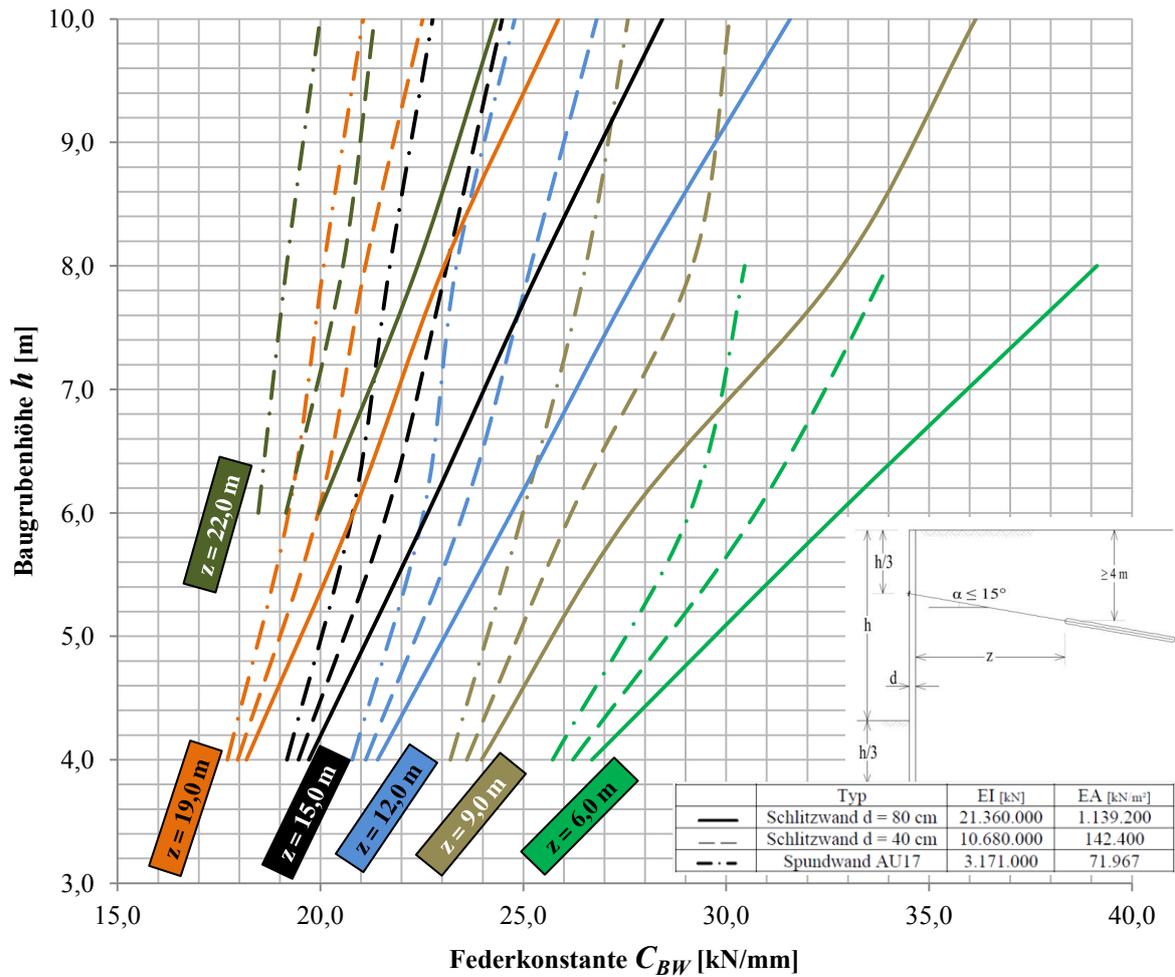


Abb. B. 13: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_s = 50 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,3$ „nichtbindiger Boden – Kies“

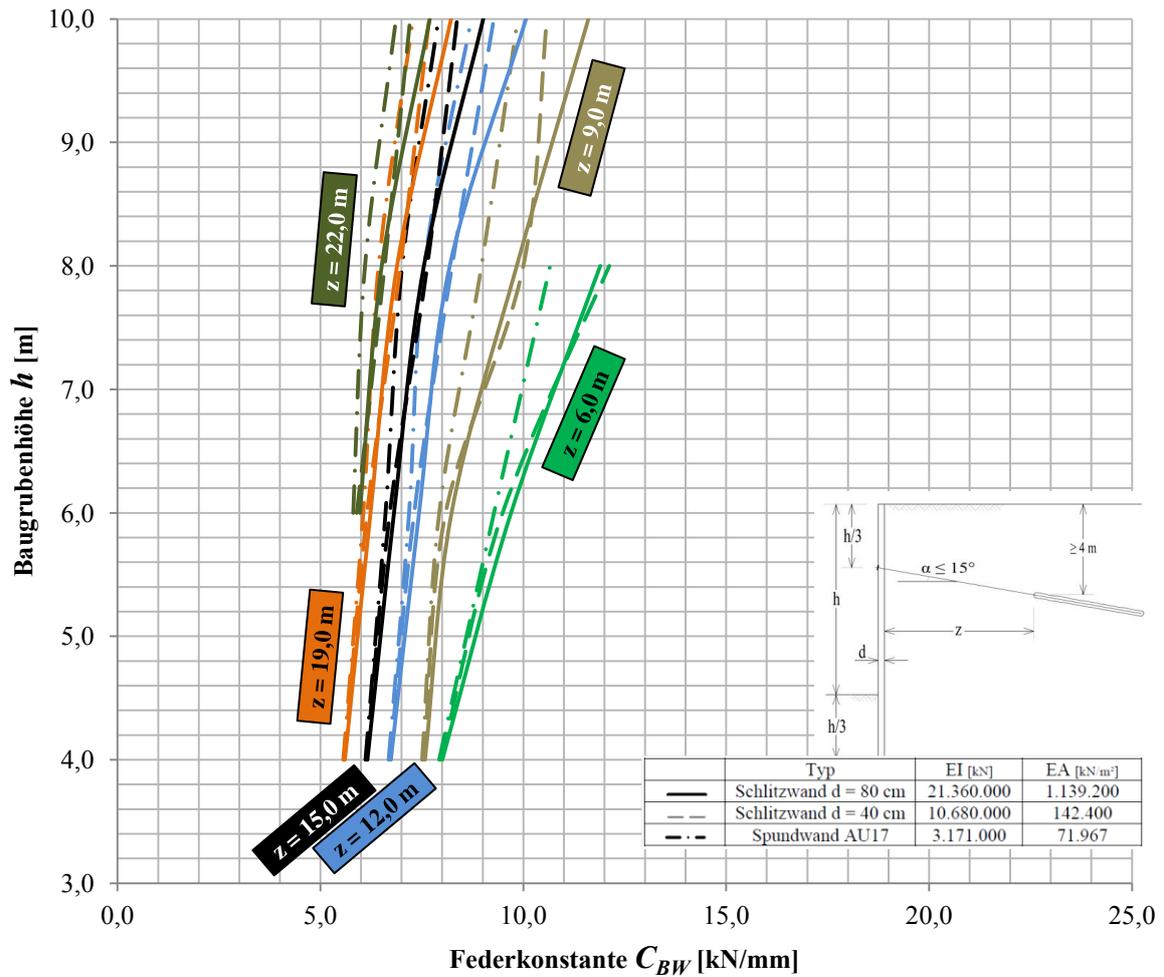


Abb. B. 14: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,4$ „bindiger Boden – Wiener Tegel“

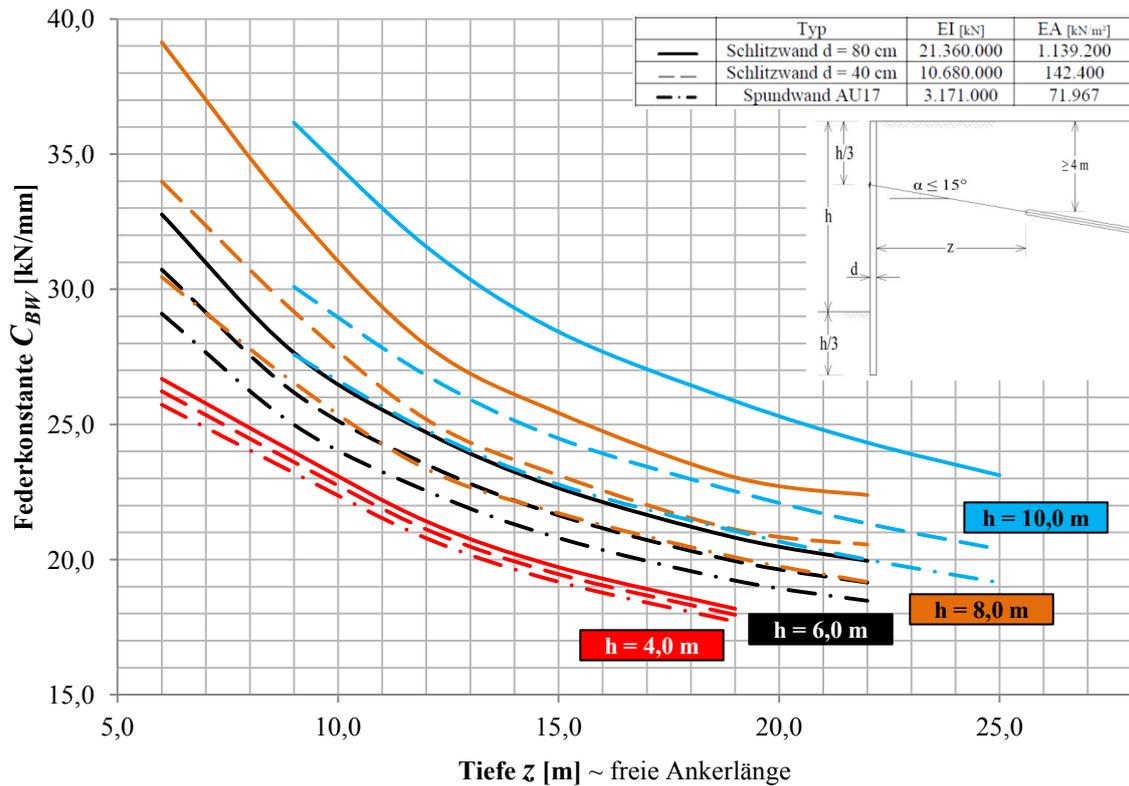


Abb. B. 15: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_S = 50 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,3$ „nichtbindiger Boden – Kies“

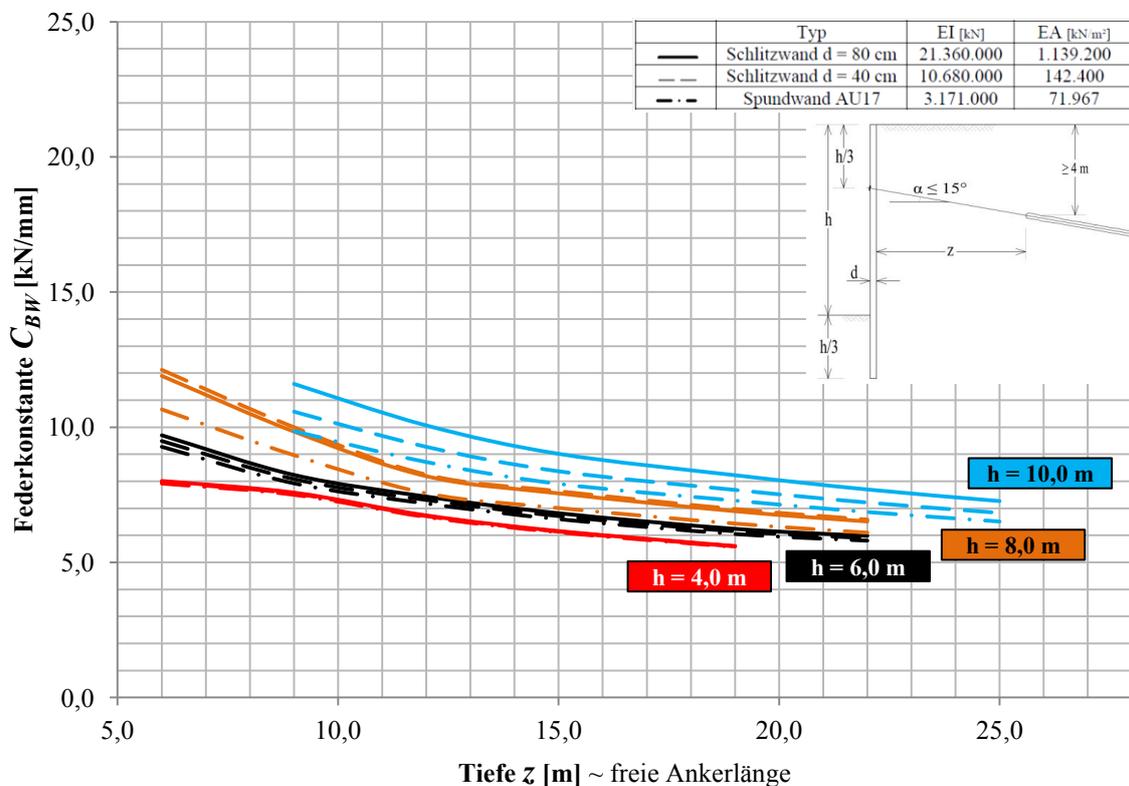


Abb. B. 16: Diagramm zur Ermittlung der Federkonstante C_{BW} des Boden-Wand-Systems bei variablen Baugrubenhöhe, Ankerlänge und Baugrubenwand; gilt für $E_S = 20 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,4$ „bindiger Boden – Wiener Tegel“