

TU

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

Fakultät für Bauingenieurwesen

Institut für Hochbau und Technologie

Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

DIPLOMARBEIT

(Master's Thesis)

FUNDAMENTUNTERFANGUNGEN MITTELS

KLEINBOHRPFÄHLEN

***(ANWENDUNG IM ALTBESTAND VON OSTÖSTERREICH UNTER
BERÜCKSICHTIGUNG DES RESTTRAGVERMÖGENS DER
BESTANDSKONSTRUKTION)***

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades

DIPLOM - INGENIEUR

Betreut durch:

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Andreas KOLBITSCH

und

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Marie-Luise STALF-LENHARDT

Eingereicht von:

Markus KILLER

Pfarrplatz 6, 3500 Krems

Matr.Nr.: 9925431

Danksagung

Besonderer Dank gebührt meinen Eltern Klaus und Maria für die jahrelange finanzielle sowie mentale Unterstützung, für die aufmunternden Worte in schwierigen Studienzeiten und die unzähligen Stunden des Beistandes vor Prüfungen.

Meinem Studienkollegen Gernot Schweiger danke ich für die gemeinsame Zeit und die vielen Tage an denen wir am vorankommen in unserem Studium gearbeitet haben.

Meinen Arbeitgebern Dipl.-Ing. Stefan Schnaubelt und Dipl.-Ing. Gerhard Salzbauer möchte ich für die flexible Handhabung meiner Arbeitszeiteinteilung im vergangenen Jahr, sowie deren fachliche Unterstützung sehr herzlich danken.

Für die Betreuung bei der Erstellung meiner Diplomarbeit möchte ich Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Andreas Kolbitsch und Frau Univ. Ass. Dipl.-Ing. Marie-Luise Stalf-Lenhardt vom Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung der TU-Wien danken.

Dank gebührt auch folgenden Personen für deren Unterstützung in Form von Informationen, Ratschlägen und Hinweisen sowie für die Korrektur der vorliegenden Arbeit:

Frau Mag. Gerda Angelmaier, Krems

Herrn Dipl.-Ing. Walter Müller, Krems

Herrn Christian Pospischil, MA 29 (Brücken- und Grundbau), Wien

Herrn Dkfm. Peter Schnaubelt, Krems

Frau Siegfriede Schnaubelt, Krems

*Abschließend noch ein treffender Spruch zum Thema dieser Arbeit
und für die kommenden Aufgaben als Bauingenieur in der Praxis...*

***„Wer hohe Türme bauen will, muss lange beim Fundament verweilen.“
(Anton Bruckner)***

Kurzfassung

Der Einsatz von Kleinbohrpfählen mit Durchmessern ≤ 30 cm (in der Literatur auch als Verpress-, Wurzel-, Mini-, Mikro- oder Verbundpfähle bzw. Pfähle mit kleinem Durchmesser bezeichnet) bei der Sanierung von Altbauten sowie zur Ertüchtigung von Bauwerken (z. B. bei nicht mehr ausreichend tragfähigen Holzpfahlgründungen) gewinnt in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung.

Im Sanierungsbereich ist nicht zuletzt durch den Trend des Dachgeschoßausbaus von innerstädtischen Altbauten („Gründerzeitbauten“) ein entsprechendes Bauverfahren notwendig geworden, um die daraus resultierenden höheren Fundamentlasten unter Zugrundelegung einer gewissen Resttragfähigkeit des Bestandes in tieferliegende, tragfähige Bodenschichten abzuleiten.

Einer der Vorteile bei der Anwendung von Kleinbohrpfählen liegt in der schonenden Herstellungsweise. Im Vergleich zu anderen Bauverfahren, wie zum Beispiel der Hochdruckbodenvermörtelung (HDBV), sind für Kleinbohrpfähle im bestehenden Fundament keine großen Öffnungen erforderlich, damit werden Auflockerungen des Bestandes vermieden. Ein weiterer Vorteil liegt in der Lastabtragung, welche analog zu den ursprünglich verwendeten Holzpfählen bzw. Fundamentpfählen des Bestandes in lotrechter (bzw. annähernd lotrechter) Richtung erfolgt. Damit lassen sich zusätzliche Schäden am Bestand infolge geänderter Spannungszustände vermeiden.

Anhand zweier typischer Wiener Gründerzeithäuser wird für zwei charakteristische Bodenprofile die Vorgangsweise der Lastermittlung vor und nach einer Sanierung sowie die Wahl eines für den jeweiligen Anwendungsbereich passenden (wirtschaftlichen) Pfahlsystems gezeigt.

Mit den Werten aus der Lastermittlung werden unter Anwendung der in Österreich zurzeit geltenden Normen für verschiedene Durchmesser die zur Fundamentertüchtigung erforderliche Pfahlanzahl und die notwendigen Pfahllängen rechnerisch ermittelt.

Zusätzlich wird auch auf die Problematik des Knickens von schlanken Pfählen näher eingegangen und mögliche Rechenansätze dafür angegeben.

Ziel der vorliegenden Diplomarbeit ist es, für ähnliche Objekte wie die in den Beispielen behandelten allgemeine Berechnungsgrundlagen, die erforderlichen Bemessungsschritte sowie Ansätze für eine grobe Vorbemessung der Fundamentunterfangung anzugeben.

Abstract

The usage of bored piles of diameters less than 30 cm (in the literature also called as root-, mini-, composit piles respectively piles with small diameter) for redevelopment and also to reshape older buildings in case of damage (as an example for no more sufficient bearing capacity of wooden piles) has got more and more important during the last few years.

In the redevelopment area due to the trend of attic extension of older urban buildings (“Gründerzeithäuser”) an appropriate building method has become necessary to get the higher foundation loads based on a residual bearing capacity of the original foundation in deeper soil layer.

One advantage of using small bored piles is the gentle production. In comparison to other building methods like high pressure soil stabilisation for small bored piles no larger openings are necessary, which avoids a reduction of stability of the existing foundation. An other advantage is that the diversion of loads to the soil is analog to the original used wooden piles in vertical respectively nearly vertical direction. That helps to avoid damages at the existing structure caused by changed tension condition.

By means of two typical older Viennese buildings („Gründerzeithäuser“) for two characteristic soil profiles the procedure of loadfinding before and after redevelopment and also the choice of an economical pilesystem is shown.

As well as the results of the load finding it is necessary is to calculate the pile amount, pile length and pile diameters for the improvement of foundation by means of the present valid Austrian standards.

Additionally the buckling - problem of slim piles and possible calculation approaches are shown.

Target of the master’s thesis is to give general calculation basics, required design steps and an approximative first calculation of foundation - underpinning for similar buildings.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1.	Motivation	1
1.2.	Zielsetzung	1
1.3.	Lösungsweg.....	2
2	Überblick über historische Gründungsarten	3
2.1.	Allgemeines.....	3
2.2.	Gründungsarten	3
3	Kleinbohrpfahlsysteme für Fundamentunterfangungen	5
3.1.	Allgemeines zu Kleinbohrpfählen.....	5
3.1.1.	Definition Kleinbohr- bzw. Mikropfahl.....	5
3.1.2.	Herstellung.....	5
3.1.3.	Lastabtragung Fundament - Kleinbohrpfahl - Boden	5
3.1.4.	Kleinbohr- bzw. Mikropfähle in den verschiedenen Normen.....	6
3.2.	In Österreich gebräuchliche Kleinbohrpfahlsysteme	6
3.2.1.	GEWI® - Pfahl	7
3.2.2.	Selbstbohrpfahl System ISCHEBECK®	8
3.3.	Vor- und Nachteile von Kleinbohrpfählen.....	9
3.4.	Gerätetechnik - Systemgrenzen.....	9
4	Normenlage in Österreich (mit Bezug auf Geotechnik bzw. Bohrpfähle)	11
5	Musterbeispiel - Fundamentunterfangung Gründerzeithäuser Wien.....	12
5.1.	Allgemeine Annahmen.....	12
5.2.	Vorgangsweise	12
5.3.	Bemessungsgrundlagen.....	12
5.4.	Dachkonstruktion - Deckenaufbauten	13
5.4.1.	Dachkonstruktion.....	13
5.4.2.	Deckenaufbauten	14
5.5.	Grundlagen für die Lastaufstellung von Haus 1 (Grundriss, Schnitt A-A)	15
5.5.1.	Fundament unter der Außenmauer von Haus 1 (Bestand).....	16
5.5.2.	Fundament unter der Mittelmauer von Haus 1 (Bestand).....	23
5.5.3.	Fundament unter der Außenmauer von Haus 1 (nach Sanierung).....	27
5.5.4.	Fundament unter der Mittelmauer von Haus 1 (nach Sanierung).....	31
5.6.	Grundlagen für die Lastaufstellung von Haus 2 (Grundriss, Schnitt A-A)	34
5.6.1.	Fundament unter der Außenmauer von Haus 2 (Bestand).....	35
5.6.2.	Fundament unter der Mittelmauer von Haus 2 (Bestand).....	39
5.6.3.	Fundament unter der Außenmauer von Haus 2 (nach Sanierung).....	43

5.6.4. Fundament unter der Mittelmauer von Haus 2 (nach Sanierung)	46
5.7. Bohrprofile für die Pfahldimensionierung	50
5.8. Ermittlung der Resttragfähigkeit des Bestandes	53
5.8.1. Allgemeines	53
5.8.2. Berechnung der Resttragfähigkeit für verschiedene Böden.....	53
6 Ausführungsvarianten, Berechnungsgrundlagen und Bemessung der Pfähle	58
6.1. Varianten der Pfahlanordnung	58
6.2. Varianten der Pfahlkopfausführung	60
6.3. Verstärkungsmaßnahmen Kellermauerwerk	62
6.4. Berechnungsgrundlagen	64
6.4.1. Technische Daten der zur Anwendung kommenden Pfahlssysteme	64
6.4.2. Berechnungsansätze für den Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit der Pfähle	65
6.5. Pfahlbemessung.....	67
6.5.1. Pfahlgeometrie für die Mittelmauern von Haus 1 und Haus 2	67
6.5.2. Pfahlgeometrie für die Außenmauern an der Grundgrenze von Haus 1 und Haus 2	67
6.5.3. Eingangsdaten aus der Lastermittlung	68
6.5.4. Bestimmung der Pfahldurchmesser	68
6.5.5. Exemplarische Berechnung der Fundamentunterfangung (Mittelmauer Haus 1).....	70
6.6. Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit der Außenmauern	72
6.7. Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit der Mittelmauern	75
6.8. Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse.....	80
7 Knickverhalten von Kleinbohrpfählen	83
7.1. Allgemeines, Normvorschriften	83
7.2. Näherungsverfahren nach Wimmer/Ettinger.....	83
7.2.1. Formeln zur Bemessung der Knicklast von Kleinbohrpfählen [47]	83
7.2.2. Ermittlung der Knicklasten	85
7.2.3. Vergleich Knicklast N_u mit plastischer Normalkraft N_{pl}	87
7.3. Berechnungsprogramm Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt (Zentrum für Geotechnik - TU-München)	88
7.3.1. Beispiel GEWI - Pfahl 32	88
8 Zusammenfassung	91

1 Einleitung

1.1. Motivation

In den letzten Jahren gewinnt die Methode der Fundamentunterfangung mittels Kleinbohrpfählen mit Pfahldurchmessern $\leq 30\text{cm}$ sowohl in Altbauten als auch neueren Bauwerken immer mehr an Bedeutung. Geänderte Bauwerksnutzungen (z. B. Dachgeschoßausbauten, u. a.) sowie die Sanierung von Gebäuden und die damit verbundene Anpassung der Tragstrukturen an den Stand der Technik, beispielsweise die Verstärkung bestehender Holztram- bzw. Doppelbaumdecken mit Stahlbetonplatten oder Ähnliches, bewirken eine mitunter beträchtliche Erhöhung der von den Fundamenten aufzunehmenden Gebäudelasten. Aufgrund der teilweise stark herabgesetzten Tragfähigkeit bestehender Gründungen (Versagen von Holzpfählen aufgrund eines geänderten Grundwasserstandes, Setzungen, Wasserzutritt aufgrund defekter Kanäle und damit verbundenes Aufweichen bindiger Böden, u. a.) können diese Lasten nicht mehr ohne zusätzliche Maßnahmen in den Untergrund abgeleitet werden. Es besteht die Gefahr der Einschränkung bzw. des Verlustes der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit des Gebäudes.

Der Einsatz von Kleinbohrpfählen zur „Nachgründung“ bestehender Gebäude, in den verschiedenen Quellen auch als Mini-, Mikro-, Verpress- oder Wurzelpfähle bezeichnet (siehe Kapitel 3.1.4.) ermöglicht es, auch unter beengten Platzverhältnissen eine entsprechende Verbesserung der Fundamenttragfähigkeit zu erlangen.

1.2. Zielsetzung

Die Anwendung von Kleinbohrpfählen wird in Teilen der existierenden Literatur lediglich als Unterpunkt von Bohrpfählen mit Durchmessern $> 30\text{ cm}$ behandelt. Pfähle mit größeren Durchmessern unterscheiden sich allerdings in manchen Bereichen erheblich von Kleinbohrpfählen, z. B. hinsichtlich der Knickgefährdung, der Berechnungsansätze und Ausführungsvarianten. Das weitgehende Fehlen von Informationen für die Auswahl und Bemessung von Kleinbohrpfählen war ausschlaggebend für die Wahl dieses Diplomarbeitsthemas, verbunden mit dem Ziel, anhand von Musterbeispielen die dafür erforderlichen Grundlagen sowie die notwendigen Berechnungsschritte zu erarbeiten.

Diese Daten sollen in erster Linie den im Sanierungsbereich tätigen Firmen bzw. Technikern als Hilfe bei der Auswahl sowie der Vordimensionierung geeigneter Kleinbohrpfahlssysteme für die praktische Anwendung, speziell bei Fundamentunterfangungen im Altbestand („Nachgründungen“), dienen.

Im Folgenden werden die Ziele dieser Arbeit definiert:

- Zusammenstellung allgemeiner Grundlagen zum raschen Einstieg in das Thema
- Überblick über die aktuelle Normensituation in Österreich, Vergleich und Anwendungsgrenzen
- Erstellung einer exemplarischen Lastaufstellung für zwei typische Gründerzeithäuser
- Angabe einfacher Bemessungsansätze zur raschen Vordimensionierung in der Praxis
- Vergleichsrechnung für zwei Pfahlssysteme (GEWI® - Pfahl, ISCHEBECK® Ankerpfahl - Titan)
- Allgemeine Aussagen zur Knickgefährdung von Kleinbohrpfählen, Durchführung eines einfachen Knicknachweises und Auswertung für beide Pfahltypen
- Zusammenstellung der für eine Vorbemessung relevanten Parameter

1.3. Lösungsweg

Aufgrund der Vielzahl an angebotenen Pfahlsystemen, welche sich aber meist nur in Detailpunkten unterscheiden, besteht eine gewisse Unübersichtlichkeit, für welchen Anwendungsbereich welches System am wirtschaftlichsten einzusetzen ist. Die vorliegende Arbeit konzentriert sich ausschließlich auf die in Österreich derzeit für Nachgründungen gebräuchlichsten Bohrpfahltypen und erhebt aus diesem Grunde keinen Anspruch auf Vollständigkeit der angeführten Systeme und Anwendungsbereiche.

Ein kurzer historischer Überblick der in Ostösterreich üblichen Gründungsarten von Altbauten sowie ein Überblick über die bei der Sanierung eingesetzten Pfahlsysteme und die wichtigsten Punkte der in Österreich geltenden Normvorschriften sollen einen raschen Einstieg in das Thema ermöglichen.

Zur Veranschaulichung wird anhand von zwei typischen Wiener Gründerzeithäusern eine Vergleichsrechnung vorgenommen, welche Fundamentlasten im Bestand bzw. nach einer erfolgten Sanierung (inklusive Dachgeschoßausbau) auftreten. Die prozentuelle Erhöhung der Lasten nach einer erfolgten Sanierung wird für die beiden dieser Arbeit zugrunde gelegten Musterhäuser ermittelt, die errechneten Werte sollen für ähnliche Objekte einen groben Anhaltspunkt darstellen.

Mit den ermittelten Fundamentlasten werden für zwei charakteristische Bodenprofile die erforderlichen Verbesserungsmaßnahmen ermittelt. Neben der Auswahl eines für den jeweiligen Fall geeigneten Bohrpfahlsystems, der Ermittlung der erforderlichen Pfahlanzahl bzw. des notwendigen Durchmessers in Abhängigkeit der bestehenden Baugrundsituation wird auch auf das Knickproblem der schlanken Pfähle eingegangen und mögliche Rechenansätze angegeben.

Die abschließende Zusammenfassung der ermittelten Pfahlparameter soll als Grundlage bei der Vorbemessung von Fundamentunterfangungen mittels Kleinbohrpfählen dienen und Richtwerte für die Pfahlanzahl, Pfahlänge und den Pfahldurchmesser von typischen Gründerzeithäusern liefern.

Aufbau der vorliegenden Arbeit:

- Das **Kapitel 2** beschäftigt sich mit historischen Gründungsarten und deren Besonderheiten (speziell die Anwendung in Gründerzeithäusern).
- **Kapitel 3** soll einen Überblick über die in Österreich gebräuchlichsten Bohrpfahlsysteme für den Einsatz als Fundamentunterfangung („Nachgründung“) sowie die notwendige Gerätetechnik geben.
- Im **Kapitel 4** werden die in Österreich zur Anwendung kommenden Normen, mit Schwerpunkt auf den zukünftig geltenden EUROCODES und deren maßgebliche Unterschiede, betrachtet.
- Zur Veranschaulichung wird im **Kapitel 5** für zwei typische Gründerzeithäuser eine vollständige Lastermittlung sowohl des Bestandes als auch des sanierten Gebäudes durchgeführt.
- Im **Kapitel 6** werden mögliche Ausführungsvarianten der Fundamentunterfangung angegeben. Ebenso werden die für die Berechnung erforderlichen technischen Daten und Rechenansätze angeführt. Des Weiteren erfolgt anhand zweier charakteristischer Bodenprofile die Bemessung der Kleinbohrpfähle für verschiedene Pfahltypen, Durchmesser und Längen. Die ermittelten Ergebnisse werden in tabellarischer Form zusammengefasst.
- Im Anschluß an die Berechnung erfolgt im **Kapitel 7** eine Zusammenstellung der für die Knickuntersuchung von Kleinbohrpfählen relevanten Vorschriften und Berechnungsansätze. Für die dieser Arbeit zugrunde gelegten Pfahlsysteme werden anhand eines Näherungsverfahrens die charakteristischen Knicklasten ermittelt.
- Abschließend erfolgt im **Kapitel 8** eine Zusammenfassung und Auswertung der gewonnenen Erkenntnisse sowie eine tabellarische Darstellung der für die Musterbeispiele ermittelten Daten, welche als Richtwerte für die Vordimensionierung von Fundamentunterfangungen ähnlicher Gründerzeithäuser dienen sollen.

2 Überblick über historische Gründungsarten

2.1. Allgemeines

Die für diese Arbeit als Musterbeispiele herangezogenen Haustypen stammen alle aus der sogenannten „Gründerzeit“ zwischen 1858 und 1918. [1, S. 25]

In dieser Zeit gab es verschiedene charakteristische Gründungsvarianten, welche im Abschnitt 2.2. kurz beschrieben werden.

Die Kenntnis über die zur Errichtungszeit gebräuchlichen Gründungsarten ist neben den für die Berechnungen erforderlichen Eingangsdaten eine wesentliche Voraussetzung, um das Tragverhalten der Bestandskonstruktion richtig beurteilen zu können. Das Hauptaugenmerk bei der Untersuchung von zu sanierenden Objekten in der Planungsphase sollte dabei auf die Konstruktionsart und die Abmessungen der bestehenden Gründung (soweit feststellbar), die verwendeten Baustoffe und deren Festigkeit gerichtet sein. Da bestehende Gründungen mitunter starke Inhomogenitäten aufweisen (lose Steinschüttungen ohne Verbund, abgemorschte Holzpfähle) und auch die Festigkeit des aufgehenden Mauerwerkes starken Schwankungen unterworfen ist, empfiehlt es sich, die zur Berechnung von Kleinbohrpfählen erforderlichen Parameter „auf der sicheren Seite liegend“ anzunehmen. Teilweise werden in den einschlägigen Normen (z. B. DIN 1054; Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau) Erfahrungswerte, beispielsweise für den Ansatz der Mantelreibung von Kleinbohrpfählen in Abhängigkeit des Bodenmaterials, angegeben.

2.2. Gründungsarten

Die Einteilung der zur Errichtungszeit üblichen Gründungsarten erfolgt im Wesentlichen nach der Tiefenlage der tragfähigen Bodenschicht unter Berücksichtigung des Grundwasserspiegels.

Fundamentkonstruktionen bei trockenem tragfähigem Untergrund

Wenn die tragfähige Bodenschicht in geringer Tiefe angetroffen wurde und der Grundwasserspiegel tiefer als diese Schicht lag, kamen üblicherweise Fundamente aus Naturstein- oder Mischmauerwerk zur Anwendung. Fundamente aus Vollziegeln („Ziegelfundamente“) kamen erst gegen Ende der Gründerzeit zur Anwendung. Die Ausführung dieser Gründungsart erfolgte vorwiegend als Streifen- oder Einzelfundament. [2, S. 7]

Die Verbreiterung der Fundamente gegenüber dem aufgehenden Kellermauerwerk betrug bei Wohnhäusern in der Regel $b = 15 \text{ cm}$. Die doppelt abgestufte Ausführung der Fundamentvorsprünge laut Abbildung 1 kam bei Wohnhäusern im Allgemeinen nicht zur Anwendung. Die in Abbildung 2 dargestellte einseitige Ausführung des Fundamentvorsprunges kam bei Außenmauern an der Grundgrenze (Anschluß an Nachbarbebauung) zur Anwendung. [1, S. 142]



Abbildung 1: Streifenfundament allgemein [1, S. 142] **Abbildung 2:** Fundament an der Grundgrenze [1, S. 142]

Fundamentkonstruktionen bei tiefer liegenden tragfähigen Schichten ohne Grundwasser

Wenn die tragfähige Bodenschicht in größerer Tiefe lag und der Grundwasserspiegel entsprechend tief war, wurden oftmals in Abständen von ca. 4,00 m Fundamentpfeiler unter Mauerecken, Wandkreuzungen u. a. ausgeführt. Zur Herstellung der Pfeiler wurden Schächte ausgehoben, welche teilweise nur mit Steinen und Mörtelschichten aufgefüllt wurden. Aufgrund dessen sind die Fundamentpfeiler häufig sehr inhomogen und dementsprechend für den Ansatz einer Resttragfähigkeit der bestehenden Gründung nicht in Rechnung zu stellen. Die Pfeilerköpfe wurden durch Gewölbe miteinander verbunden und so die Fundamentlasten ähnlich einer Bohrpfehlgründung über lotrechte Tragglieder in die tragfähigen Schichten eingeleitet. [2, S. 10]

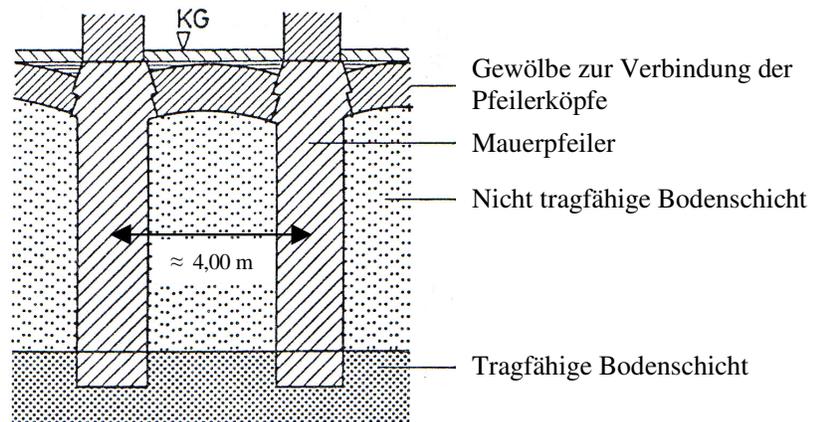


Abbildung 3: Schnitt durch Pfeilergründung [1, S. 143]

Fundamentkonstruktionen bei Gründung unterhalb des Grundwasserspiegels

Bei tiefliegenden tragfähigen Bodenschichten und vorhandenem Grundwasser bis oberhalb dieser Schicht wurden Holzpfahlgründungen ausgeführt, wobei zu beachten war, dass die Pfähle auch bei Grundwasserschwankungen ständig unter Wasser lagen (zumindest 30 cm). Die Pfahlköpfe wurden durch Pfosten- bzw. Balkenroste miteinander verbunden, auf welchen die Fundamentmauern aufgebaut wurden. Infolge des Absinkens des Grundwasserspiegels in den letzten Jahrzehnten (Donauregulierung) traten bei dieser Form von Gründung immer häufiger Schadensfälle auf (verrottete Pfahlköpfe und damit einhergehend eine reduzierte bzw. ein vollkommener Verlust der Tragfähigkeit). [2, S. 10]

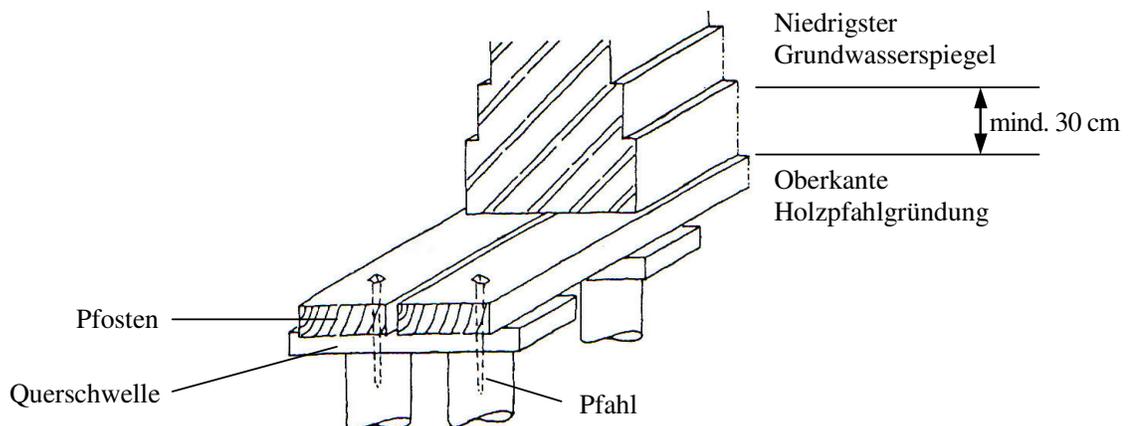


Abbildung 4: Schematische Darstellung einer Holzpfahlgründung [3, S. 185]

3 Kleinbohrpfahlsysteme für Fundamentunterfangungen

3.1. Allgemeines zu Kleinbohrpfählen

3.1.1. Definition Kleinbohr- bzw. Mikropfahl

Mikropfähle sind Tragglieder, mit deren Hilfe Kräfte in den Baugrund eingeleitet werden. Sie können Tragglieder beinhalten, um direkte oder indirekte Lasten abzuführen bzw. um Verformungen zu begrenzen. Mantel- und Fußwiderstand von Mikropfählen können z. B. durch Verpressung erhöht werden. [4, S. 5]

3.1.2. Herstellung

Die Herstellung von Kleinbohrpfählen läßt sich in drei Schritte einteilen:

1. Bohren
2. Einbau des Traggliedes bzw. der Bewehrung
3. Verpressen

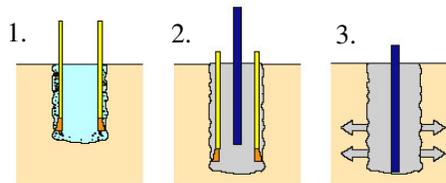


Abbildung 5: Herstellungsschritte [5]

3.1.3. Lastabtragung Fundament - Kleinbohrpfahl - Boden

Die in der vorliegenden Arbeit zur Anwendung kommenden Pfähle mit GEWI - Tragglied sowie selbstbohrende Pfähle (System ISCHEBECK) fallen unter den Begriff Verpress- bzw. Verbundpfähle, wobei die Kraftübertragung in den Baugrund hauptsächlich über **Mantelreibung** des Verpresskörpers in den Untergrund erfolgt.

Um entsprechend hohe Mantelreibungswerte und damit verbundene wirtschaftliche (kürzere) Pfahllängen bei der Pfahlherstellung zu erzielen, erfolgt der Verpressvorgang in der Regel in mehreren Schritten:

1. **Verpressen:** Dabei wird das Verpressgut (Zementmörtel) unter Druck in den Pfahlschaft eingebracht.
2. **Nachverpressen:** Durch ein- oder mehrmaliges Verpressen nach dem Abbinde- bzw. Aushärtvorgang der ersten Verpressung können die Mantelreibungswerte erhöht werden. Beim Nachverpressen wird der bestehende Verpresskörper aufgesprengt und mit gesteigertem Druck weiter Zementmörtel in den Pfahlschaft bzw. den anstehenden Boden injiziert.

Als Verpressgut wird Zementmörtel mit oder ohne Zuschlagstoff verwendet, die Auswahl erfolgt nach Pfahlschaftdurchmesser, Bohrlochtiefe, Injizierbarkeit sowie unter Berücksichtigung eventuell vorhandener schädlicher (aggressiver) Bestandteile des anstehenden Bodens.

Der Ansatz des **Pfahlspitzendruckes** für die Berechnung ist in tragfähigen Kiesschichten aufgrund der geringen zur Anwendung kommenden Pfahldurchmesser, auf der sicheren Seite liegend, zu vermeiden. Lediglich für den Sonderfall der Gründung auf Fels kann (unter Berücksichtigung des Stabknickens) der Spitzendruck angesetzt werden, jedoch ist aufgrund der unsicheren Pfahlfußabmessung mit entsprechend abgesicherten, niedrigen, Werten zu rechnen.

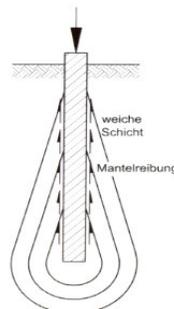


Abbildung 6: Kraftübertragung durch Mantelreibung [6, S. 94]

3.1.4. Kleinbohr- bzw. Mikropfähle in den verschiedenen Normen

Für die Berechnung und Ausführung von Kleinbohrpfählen kommen verschiedene Normen (ÖNORM, DIN, EUROCODE) zur Anwendung, in denen teilweise unterschiedliche Bezeichnungen für Bohrpfähle verwendet werden bzw. auch die Anwendungsbereiche unterschiedlich definiert sind.

Im Folgenden wird kurz auf die unterschiedlichen Bezeichnungen und Anwendungsbereiche in den wichtigsten Normen eingegangen.

- **ÖNORM EN 14199** (Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten - Pfähle mit kleinen Durchmessern) gilt für die Herstellung von gebohrten Mikropfählen (Schaftdurchmesser < 30 cm) sowie von eingebrachten Mikropfählen (Schaftdurchmesser bzw. Querschnittsbreite < 15 cm). [4, S. 5]
- Die derzeit noch gültige **ÖNORM B 4430 - Teil 2** gibt an, wie weit der Baugrund durch Pfahlgründungen (vorwiegend ruhend) beansprucht werden darf und in welcher Form diese Beanspruchung nachzuweisen ist. Für Pfähle ≤ 25 cm wird nur eine möglichst mittige, in Richtung der Pfahlachse wirkende Beanspruchung und der Nachweis der kraftschlüssigen Verbindung zwischen den Pfählen und dem Bauwerk gefordert. Weitere Anforderungen an Pfähle mit kleinem Durchmesser sind darin nicht enthalten. [7, S. 3]
- Die mittlerweile zurückgezogene **DIN 4128**, welche als Grundlage für die meisten der am Markt befindlichen Kleinbohr- bzw. Mikropfahlsysteme diente, galt für die Planung, die Herstellung und zur Beurteilung der Tragfähigkeit nicht vorgespannter Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit Schaftdurchmessern < 30 cm und bei kreisförmigen Schaftquerschnitten (bzw. bei ähnlichen Querschnittsformen). [8, S. 2]
- Die in der seit 01.01.2006 gültigen **ÖNORM EN 1997-1** (Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln) enthaltenen Vorschriften für Pfahlgründungen gelten für Spitzendruckpfähle, Reibungspfähle, Zugpfähle und querbelastete Pfähle, die durch Rammen, Drücken, Drehen oder Bohren mit oder ohne Verpressung hergestellt werden. Spezielle Rechenansätze und Parameter für Kleinbohrpfähle mit Durchmessern < 30 cm sind darin nicht explizit angeführt. [9, S. 76]
- Genauere Angaben hinsichtlich der Berechnung von Kleinbohrpfählen sowie die Angabe von Erfahrungswerten für Pfahlspitzenwiderstände und Mantelreibungswerte sind in der **DIN 1054** (Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau) enthalten. Der Abschnitt 8 „Pfahlgründungen“ dieser Norm gilt für Bohrpfähle, Verdrängungs- und Mikropfähle. [10, S. 52 ff]

3.2. In Österreich gebräuchliche Kleinbohrpfahlsysteme

Im folgenden Abschnitt werden die für Fundamentunterfangungen in Österreich gebräuchlichsten Kleinbohrpfahlsysteme und deren charakteristische Merkmale kurz vorgestellt. Die Vielzahl an verschiedenen Systemen am Markt lässt bei genauerer Betrachtung erkennen, dass sich diese meist nur in Detailpunkten voneinander unterscheiden.

Die generelle Unterscheidung der zum Einsatz kommenden Systeme erfolgt in:

1. Pfähle mit Tragglied, welches gleichzeitig als Bohrgestänge dient (selbstbohrende Pfähle)
z. B. ISCHEBECK® Ankerpfahl - TITAN
2. Pfähle, bei welchen das Tragglied in eine verrohrte Bohrung eingebracht wird (die Verrohrung wird beim Verpressvorgang gezogen), z. B. GEWI® - Pfahl

→ *Beide Systeme werden nach dem Einbringen des Traggliedes mit Zementmörtel verpresst.*

3.2.1. GEWI® - Pfahl

Der DYWIDAG GEWI® - Pfahl ist ein Kleinbohrpfahl mit einem Stahltragglied aus GEWI - Stahl mit durchlaufenden Gewinderippen (GEWI), welche eine problemlose Stabkoppelung mittels Gewindemuffen ermöglichen. Der Stahlkern ist von Zement - Verpressmörtel umhüllt, der sowohl den Korrosionsschutz als auch die Kraftübertragung in den Boden oder Fels übernimmt.

Der Einbau erfolgt in einer verrohrten Bohrung, welche schrittweise beim Verpressvorgang gezogen wird. GEWI - Pfähle kommen mit Stabdurchmessern von 18 bis 63,5 mm und Stahlgüten S 500 bzw. S 670 zum Einsatz (Ausführung mit Standard- oder doppeltem Korrosionsschutz), sie können als Ein- oder Mehrstabpfähle in Abhängigkeit der aufzunehmenden Last ausgeführt werden. [11, S. 4 ff]

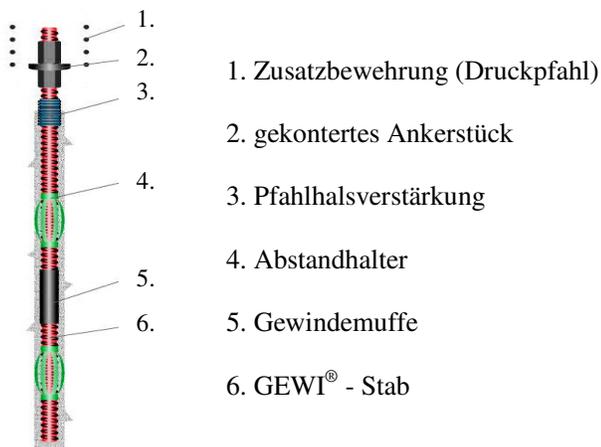


Abbildung 7: Schnitt GEWI - Pfahl [12]

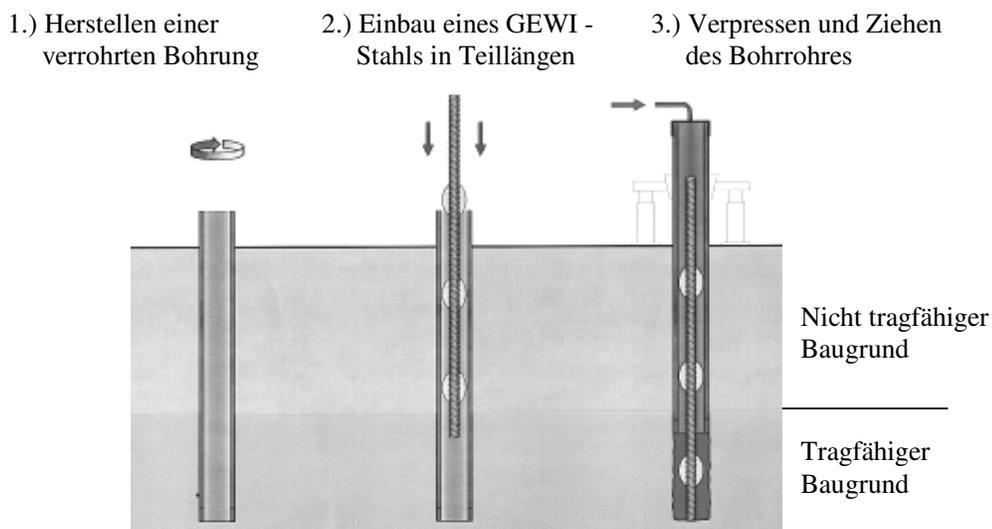


Abbildung 8: Herstellungsphasen eines Verpresspfahles [13, S. 29]

Nähere Informationen und Ausführungsdetails zu Pfählen mit GEWI - Tragglied können unter anderem den Produktunterlagen auf der Homepage <http://www.dywidag-systems.at> entnommen werden. [12]

3.2.2. Selbstbohrpfahl System ISCHEBECK®

Der ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN besteht aus einem zentralen Bewehrungsstab (Gewinderohr) als tragendem Stahlquerschnitt (dieses dient gleichermaßen als verlorene Bohrstange bzw. Injektionsrohr) und aus einem Verpresskörper aus Zementstein, der Druck- und Zugkräfte im Wesentlichen über Mantelreibung vom Bewehrungsstab über den Verpresskörper in den Boden überträgt. Das durchlaufende Grobgewinde ermöglicht die Schraubbarkeit von Endverankerungen mittels Platten und Muttern, von Stabkopplungen (ohne Einsatz von Kontermuttern, da das Gewinde selbsthemmend ist) sowie das unkomplizierte Aufschrauben von (an die Bodenschichten angepassten) Bohrkronen.

Ankerpfähle TITAN werden in einer einheitlichen Verfahrenstechnik mit drehschlagenden Bohrhämmern und mit Zementdickspülung als Stützflüssigkeit unverrohrt (erschütterungsfrei) gebohrt. Der durch Injektion mit Zement - Verpressmörtel erzielte Verpresskörper sorgt für die radiale Verspannung im Boden, die Knickaussteifung und den Korrosionsschutz des Traggliedes (durch Abstandhalter vor jeder Stabkupplung wird eine gleichmäßige Zementsteinüberdeckung von 20 mm erzielt). [14, S. 2]

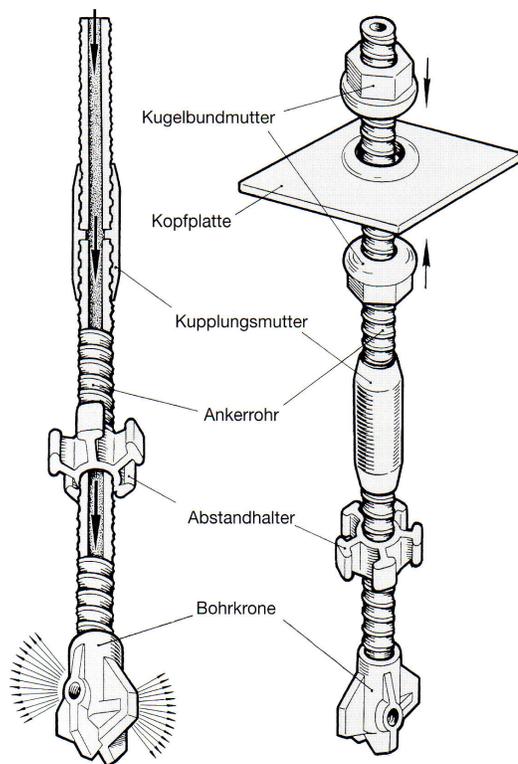


Abbildung 9: Aufbau Ankerpfahl - TITAN [15, S. 6]

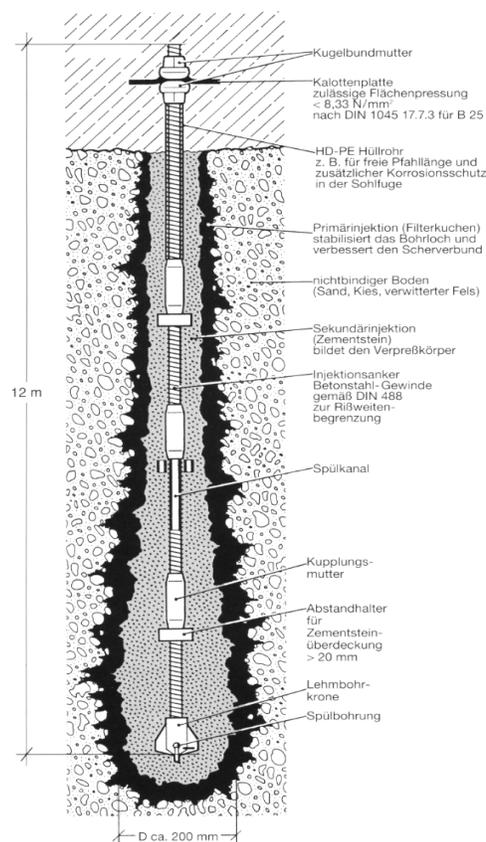


Abbildung 10: Schnitt Ankerpfahl - TITAN [14 S. 3]

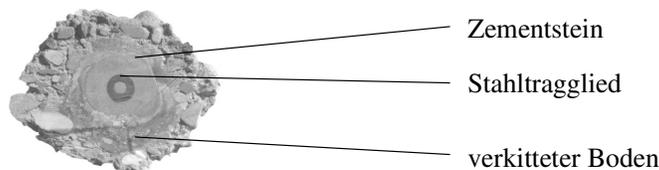


Abbildung 11: Pfahlquerschnitt [14, S. 3]

Nähere Informationen und Ausführungsdetails zu Ankerpfählen - TITAN können unter anderem den Produktunterlagen auf der Homepage <http://www.ischebeck.de> entnommen werden. [16]



3.3. Vor- und Nachteile von Kleinbohrpfählen

Vorteile:

- Aufgrund der erschütterungs- und geräuscharmen Herstellung der Pfähle im Spül- oder Drehbohrverfahren sind diese speziell für den Einsatz in empfindlichen Gebäuden, bei bestehender Nachbarbebauung sowie überall dort geeignet, wo nur geringe Setzungen durch die Sanierungsmaßnahmen auftreten dürfen. Ein Mindestmaß an Setzung ist zur Aktivierung der Pfahl-Mantelreibung allerdings erforderlich!
- Die geringen Geräteabmessungen (siehe Abschnitt 3.4.) erlauben den Einsatz auch unter beengten Verhältnissen.
- Mit den entsprechenden, dem jeweiligen Baugrund angepassten Bohrkronen können bei den selbstbohrenden Systemen auch Bohrhindernisse wie Ziegel, Steine, Stahlbeton oder Felsschichten mit geringem Aufwand durchbohrt werden.
- Bohrlöcher können unter Einsatz der entsprechenden Bohrgeräte in einem vom Stabtyp abhängigen Winkel zur Lotrechten geneigt hergestellt werden (bis etwa 20°).
- Durch den Verpressvorgang und die anschließende Nachverpressung werden hohe Mantelreibungswerte durch die Verzahnung von Baugrund und Verpresskörper erzielt, allerdings ist dafür der Einsatz von erfahrenen Firmen notwendig, um ein optimales Ergebnis der Pfahlherstellung zu erzielen.
- Kleinbohrpfähle können sowohl als Druck- als auch Zugpfähle hergestellt werden.

Nachteile:

- Kleinbohrpfähle können Horizontalkräfte und Momente aufgrund ihrer Schlankheit nur in sehr beschränktem Maß aufnehmen, bei der Planung und Ausführung ist daher besonderes Augenmerk auf den Kraftfluss vom Fundament über die Bohrpfähle in den Untergrund zu richten. Auftretende Kopfmomente zufolge exzentrischer Belastung (z. B. bei Pfählen an Grundstücksgrenzen) sind durch entsprechende Anordnung von Zuggliedern in den Boden einzuleiten, um eine Momentenfreiheit der Pfähle (weitestgehend) zu gewährleisten.
- Aufgrund der Schlankheit von Kleinbohrpfählen besteht die Gefahr des Knickens, welche in Abhängigkeit des anstehenden Untergrundes untersucht werden muss.
- Aufgrund der sehr geringen Geräteabmessungen für den Einsatz unter beengten Verhältnissen sind auch nur niedrigere Bohrleistungen im Vergleich zu konventionellen Bohrgeräten möglich - Zeit- und Kostenfaktor!
- Aufgrund der zeitaufwändigen Bohr- und Herstellungsarbeiten ist der Einsatz von Kleinbohrpfählen relativ teuer.

3.4. Gerätetechnik - Systemgrenzen

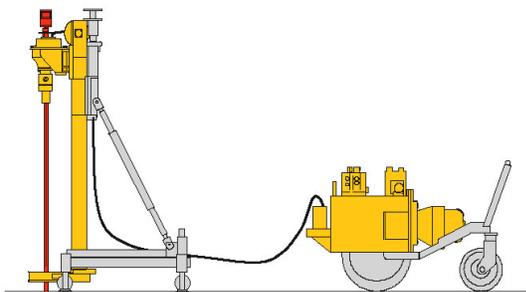
Das Kleinbohrverfahren ist durch die Vielzahl der zur Verfügung stehenden Gerätevariationen und Verfahrenstechniken in allen Böden wie auch unter komplizierten örtlichen Verhältnissen einsetzbar. Grenzen werden dem Kleinbohrverfahren nur durch die gerätetechnischen Leistungsparameter der verfügbaren Geräte gesetzt. Je nach örtlichen Verhältnissen ist die Herstellung von Kleinbohrungen mit einem Durchmesser von 100 bis 200 mm in Tiefen bis ca. 25 m und von 200 bis 300 mm in Tiefen bis ca. 15 m wirtschaftlich. [5]

Für die Herstellung von Kleinbohrpfählen sind in Abhängigkeit vom ausgewählten Bohrverfahren (in der Regel Drehbohrverfahren oder Drehschlagbohrverfahren) unterschiedliche Bohrgeräte sowie die für den Verpressvorgang notwendigen Mischanlagen bzw. Verpresspumpen erforderlich, welche nachfolgend kurz beschrieben werden.

Bohrgeräte:

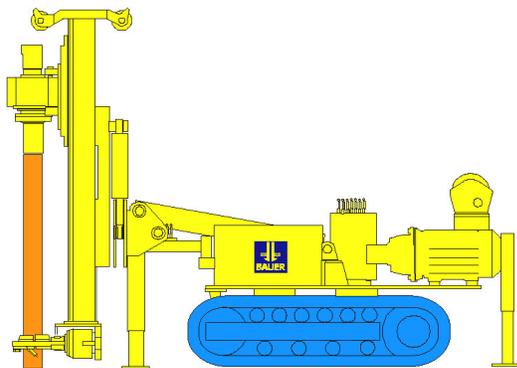
Die zur Verfügung stehenden Bohrgeräte weisen je nach Hersteller unterschiedliche Leistungsparameter auf. Für den Einsatz unter besonderen Verhältnissen, wie z. B. unter beschränkten Höhen und in engen Räumen, sind vor allem die äußeren Abmessungen der Geräte von Interesse.

Die kleinsten zum Einsatz kommenden Geräte mit einer Transportbreite von etwa 75 cm, einer Höhe von etwa 1,30 m (im zerlegten Zustand) und einem Gewicht von ca. 800 kg sind somit auch geeignet, um ohne zusätzliche bauliche Maßnahmen durch Stiegenhäuser und Türen im Inneren von Gebäuden transportiert werden zu können.



Gerätetyp	LBG 20
Abmessungen L/B/H [m]	1,30/0,75/2,10
Gewicht [t]	0,80

Abbildung 12: Kleinbohrgerät für den Einsatz unter beengten Verhältnissen [5]



Gerätetyp	Hütte 200/2
Abmessungen L/B/H [m]	3,50/0,80 (1,20**)/2,00*-3,80*
Gewicht [t]	4,50

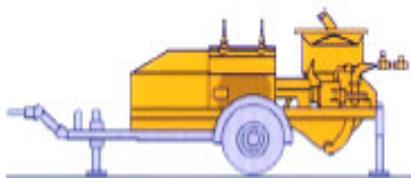
* Lafette senkrecht

** Teleskopfahrwerk

Abbildung 13: Leistungsstärkeres Bohrgerät [5]

Mischanlagen, Verpresspumpen:

Zur Herstellung bzw. zum Einbau des Verpressgutes (Zementsuspension) kommen Misch- und Verpresspumpen unterschiedlicher Leistung und Abmessung zum Einsatz.



Gerätetyp	Turbo 100 (integrierte Verpresspumpe 60 bar)
Fassungsvermögen / Förderleistung [m ³ ; m ³ /h]	0,14; 5,00
Abmessungen L/B/H [m]	3,60/1,90/1,60
Gewicht [t]	1,23

Abbildung 14: Kombinierte Misch- bzw. Verpresspumpe [5]

4 Normenlage in Österreich (mit Bezug auf Geotechnik bzw. Bohrpfähle)

In Österreich gelten für die Berechnung und die Ausführung von Kleinbohrpfählen zurzeit folgende Normen, wobei festzuhalten ist, dass eine spezielle nationale österreichische Norm für Klein- bzw. Mikrobohrpfähle (noch) nicht existiert. Aufgrund der bestehenden Zulassungen der GEWI- und ISCHEBECK - Pfähle wird in der folgenden Aufzählung neben den geltenden ÖNORMEN bzw. EUROCODE's auch auf die DIN 1054 sowie die zwischenzeitlich zurückgezogene DIN 4128 verwiesen.

DIN 4128 (Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser - Herstellung, Bemessung, zulässige Belastung): [8]

[Ausgabe 01.04.1983 - zwischenzeitlich zurückgezogen!]

Die DIN 4128 (Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser - Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung) wurde zwischenzeitlich zurückgezogen. Die Planungsbestimmungen dieser Norm wurden in die neue DIN 1054 (Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau) eingearbeitet.

DIN 1054 (Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau): [10]

[Ausgabe 01.01.2003]

Diese Norm gilt für die Herstellung und Nutzung von Bauwerken und Bauteilen im Erd- und Grundbau sowie für die Änderung bestehender Bauwerke. Es werden darin sowohl die vom Baugrund beeinflussten Grenzzustände definiert als auch Grundsätze und Regeln für die erforderlichen Nachweise angegeben.

ÖNORM B 4430 - Teil 2 (Zulässige Belastungen des Baugrundes - Pfahlgründungen): [7]

[Ausgabe 01.04.1978]

Anmerkung: Diese Norm wird demnächst zurückgezogen (Stand 9 - 2007) und voraussichtlich noch 2007 durch eine EC 7-1 kompatible Neufassung (prÖNORM B 4430 - „Erd- und Grundbau, Pfahlgründungen, Ermittlung der Tragfähigkeit“) ersetzt.

ÖNORM EN 1997-1 (Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik): [9]

[Ausgabe 01.01.2006]

Die ÖNORM EN 1997-1 (Teil 1: Allgemeine Regeln) dient als Grundlage für den geotechnischen Entwurf sowie die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken. Im Abschnitt 7 sind spezielle Vorgaben für Pfahlgründungen (Spitzendruckpfähle, Reibungspfähle, Zugpfähle und querbelastete Pfähle - durch Rammen, Drücken, Drehen oder Bohren mit oder ohne Verpressung hergestellt) enthalten.

Eine detaillierte Berechnung von zwei Musterbeispielen unter Zugrundelegung der ÖNORM EN 1997-1 erfolgt in Kapitel 6 der vorliegenden Arbeit.

ENTWURF ÖNORM B 1997-1 (Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik): [17]

[Ausgabe 01.09.2006]

Die nationalen Festlegungen und Ergänzungen zu ÖNORM EN 1997-1 sind als ENTWURF ÖNORM B 1997-1 am 01.09.2006 veröffentlicht worden. Diese ÖNORM legt nationale Parameter fest und ist für Österreich gemeinsam mit der ÖNORM EN 1997-1 anzuwenden.

ÖNORM EN 14199 (Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten - Spezialtiefbau): [4]

[Ausgabe 01.05.2005]

In der ÖNORM EN 14199 vom 01.05.2005 wird speziell auf die Herstellung von gebohrten Mikropfählen mit Schaftdurchmessern $<$ als 30 cm sowie von eingebrachten Mikropfählen mit Schaftdurchmessern bzw. Querschnittsbreiten $<$ als 15 cm eingegangen. Im Abschnitt 7 dieser Norm wird die Erfordernis eines Knicknachweises in sehr weichen Böden bei einer undrännierten Scherfestigkeit $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ definiert.

5 Musterbeispiel - Fundamentunterfangung Gründerzeithäuser Wien

5.1. Allgemeine Annahmen

Die beiden vorliegenden typischen Wiener Gründerzeithäuser aus der Zeit zwischen 1858 und 1918 weisen eine Gebäudehöhe von drei bzw. vier Geschoßen sowie jeweils einen eingeschossigen Keller auf.

Die Gründung der Objekte besteht in beiden Fällen aus Streifenfundamenten mit einzelnen Fundamentpfeilern, die im Abstand von etwa 4 m bis zur tragfähigen Bodenschicht abgeteuft wurden (Tiefenlage der tragfähigen Kiesschicht entsprechend den Bohrprofilen in Tabelle 64 bzw. 65). Die Pfeiler werden aufgrund der anzunehmenden Inhomogenität für die Berechnung nicht zur Lastabtragung herangezogen. Das aufgehende Mauerwerk wird als reines Ziegelmauerwerk mit Wandstärken von 45 - 75 cm angenommen. Die Ausführung der obersten Geschoßdecke erfolgt als Doppelbaumdecke, die darunterliegenden Decken als Tramdecken und die Decke über dem Kellergeschoß als Ziegelgewölbe.

5.2. Vorgangsweise

Vom Bestand und vom sanierten Objekt wird eine möglichst genaue Ermittlung der auftretenden Fundamentlasten mithilfe mehrerer Tabellen durchgeführt. Mit den errechneten Lasten werden für zwei charakteristische Bodenprofile mögliche Nachgründungsvarianten erarbeitet.

Ausgehend von der Annahme, dass das bestehende Ziegelfundament sowie die Fundamentpfeiler nicht zur Lastabtragung herangezogen werden können, erfolgt anschließend im Kapitel 6 die Bemessung der jeweiligen Pfahlsysteme.

Zur Anwendung kommen dabei die in Österreich üblichen Pfähle mit GEWI - Tragglied sowie Selbstbohrpfähle System ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN.

5.3. Bemessungsgrundlagen

Sämtliche Berechnungen der vorliegenden Musterbeispiele erfolgen unter Zugrundelegung der Eurocodes welche (voraussichtlich) noch bis 31.12.2008 in einer Koexistenzperiode zusammen mit den ÖNORMEN B 4xxx zur Verfügung stehen. Nach dem Ende der Übergangszeit dürfen nur mehr die ÖNORMEN EN 199x und die dazugehörigen ÖNORMEN B 199x angewendet werden. [18, S. 6]

Es wird jedoch empfohlen, bereits in der Übergangsfrist die zukünftig allein gültigen ÖNORMEN EN 199x mit den zugehörigen nationalen Anhängen B 199x anzuwenden!

Die folgende Zusammenstellung der verwendeten Normen sowohl für die Lastermittlung als auch für die anschließende Pfahlbemessung soll ein rasches Zurechtfinden bei ähnlichen Projekten in der Praxis ermöglichen. Zu beachten sind dabei die Vorschriften der ÖNORM B 4000 hinsichtlich der Anwendung von Normenpaketen als geschlossene Einheit. [19, S. 3]

Für die Ermittlung der Einwirkungen sowie für die geotechnischen Nachweise kommen folgende Normen zur Anwendung:

Ermittlung der Einwirkungen:

- **ÖNORM EN 1990:** EC - Grundlagen der Tragwerksplanung [20]
- **ÖNORM B 1990-1:** EC - Grundlagen der Tragwerksplanung [21]
 - Teil 1: Hochbau
 - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990

- **ÖNORM EN 1991-1-1:** EC 1 - Einwirkungen auf Tragwerke [22]
Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- **ÖNORM B 1991-1-1:** EC 1 - Einwirkungen auf Tragwerke [23]
Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen
- **ÖNORM EN 1991-1-3:** EC 1 - Einwirkungen auf Tragwerke [24]
Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten
- **ÖNORM B 1991-1-3:** EC 1 - Einwirkungen auf Tragwerke [25]
Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten
Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3 und nationale Ergänzungen
- **ÖNORM EN 1991-1-4:** EC 1 - Einwirkungen auf Tragwerke [26]
Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- **ÖNORM B 1991-1-4:** EC 1 - Einwirkungen auf Tragwerke [27]
Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen

Geotechnische Nachweise, Pfahlbemessung:

Nachweis der inneren Tragfähigkeit der verpressten Pfähle mit Stahltragglied:

- **ÖNORM EN 1993-1-1:** EC 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten [28]
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- **ÖNORM B 1993-1-1:** EC 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten [29]
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-1-1 und Ergänzungen

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit des umgebenden Untergrundes:

- **ÖNORM EN 1997-1:** EC 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik [9]
Teil 1: Allgemeine Regeln
- **ENTWURF ÖNORM B 1997-1:** EC 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik [17]
Teil 1: Allgemeine Regeln
Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen

5.4. Dachkonstruktion - Deckenaufbauten

5.4.1. Dachkonstruktion

Als Dachkonstruktion wurde für beide Gründerzeithäuser ein zur Errichtungszeit übliches Pfettendach mit doppeltem Hängewerk (geschlossenes statisches System) angenommen. Die Mittelmauer (Kaminmauer) wird dadurch nicht belastet. [30, S. 118 ff]

Für die Ermittlung der Auflagerkräfte zufolge Eigengewicht, Schnee und Wind wurde die Dachstuhlgeometrie (siehe Abbildung 15) in das Programm R - Stab (Dlubal - Ingenieursoftware) eingegeben. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 2 angegeben.

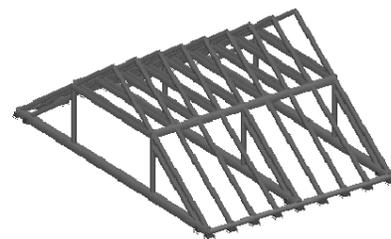


Abbildung 15: System Dachstuhl

5.4.2. Deckenaufbauten

Die oberste Geschoßdecke wird bei beiden Häusern als Doppelbaumdecke mit Beschüttung und Ziegelpflaster, die restlichen Geschoßdecken als Holztrampolinecken bzw. die Kellergeschoßdecke als Ziegelgewölbe mit Beschüttung und Bretterboden angenommen. Schnitte durch die jeweiligen Deckenaufbauten mit den tatsächlichen Schichtstärken und Aufbauten erleichtern in weiterer Folge die Ausarbeitung der Lastaufstellung.

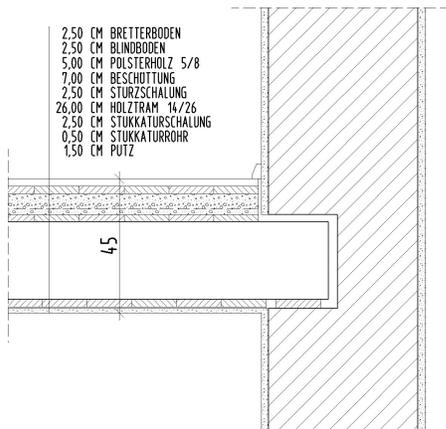


Abbildung 16: Aufbau Doppelbaumdecke (FB1)

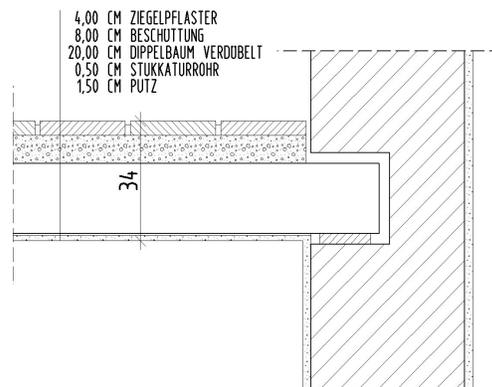


Abbildung 17: Aufbau Tramdecke (FB2)

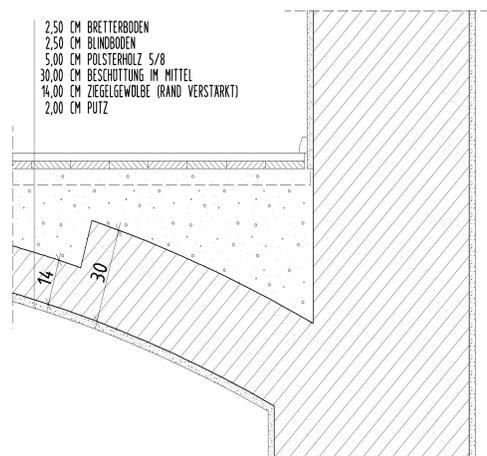


Abbildung 18: Aufbau Ziegelgewölbe (FB3)

Die Eigenlasten der Baustoffe und Bauteile sowie die Nutzlasten der Geschoßdecken in der nachfolgenden Lastaufstellung sind der ÖNORM B 1991-1-1 (Ausgabe: 2006-01-01) entnommen. [23]

Bei beiden Gründerzeithäusern (Haus 1 + Haus 2) werden die Fundamentlasten für die Mittelmauern (Kaminmauern) sowie für die stärker belasteten Außenmauern sowohl für den Bestand als auch nach einer Sanierung mit Dachgeschoßausbau und Verstärkung der bestehenden Holztrampolinecken bzw. Doppelbaumdecken mit Aufbeton (Holz - Stahlbeton - Verbunddecke) ermittelt. Die Dachstuhlkonstruktion wird in der zur Errichtungszeit für die gegebene Spannweite üblichen Konstruktion als doppelt abgestrebtes Hängewerk angenommen (Abbildung 15). Die Fundamentlasten werden als charakteristische Werte ermittelt, welche in der Zusammenstellung mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten für Eigengewicht und Nutzlast ($\gamma_g = 1,35$; $\gamma_q = 1,50$) zu Bemessungslasten (Designlasten) umgerechnet werden.

5.5. Grundlagen für die Lastaufstellung von Haus 1 (Grundriss, Schnitt A-A)

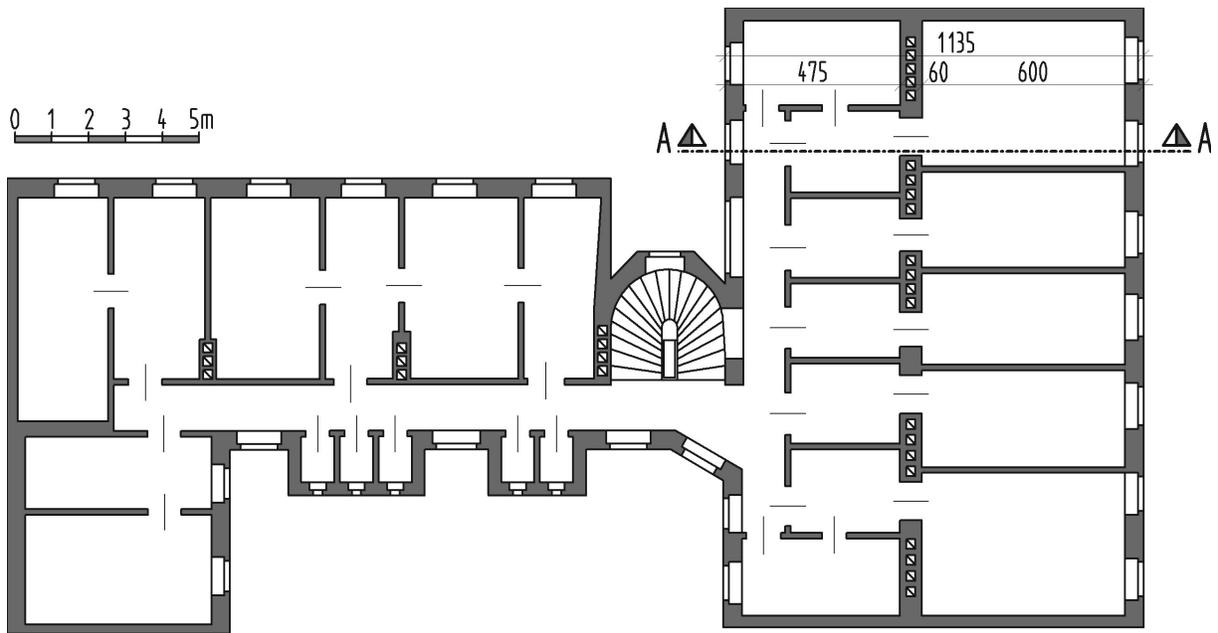


Abbildung 19: Schematischer Grundriss Haus 1 [1, S. 395]

Bezeichnungen Schnitt A-A:

- D1 - Dachaufbau*
- FB1 - Decke über 3.OG (Doppelbaumdecke)*
- AW1 - Außenwand 3.OG (45 cm)*
- IW1 - Innenwand 3.OG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB2 - Decke über 2.OG (Tramdecke)*
- AW1 - Außenwand 2.OG (45 cm)*
- IW1 - Innenwand 2.OG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB2 - Decke über 1.OG (Tramdecke)*
- AW2 - Außenwand 1.OG (60 cm)*
- IW1 - Innenwand 1.OG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB2 - Decke über EG (Tramdecke)*
- AW2 - Außenwand EG (60 cm)*
- IW1 - Innenwand EG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB3 - Decke über KG (Ziegelgewölbe)*
- AW3 - Außenwand KG (75 cm)*
- IW2 - Innenwand KG (Kaminmauer 75 cm)*

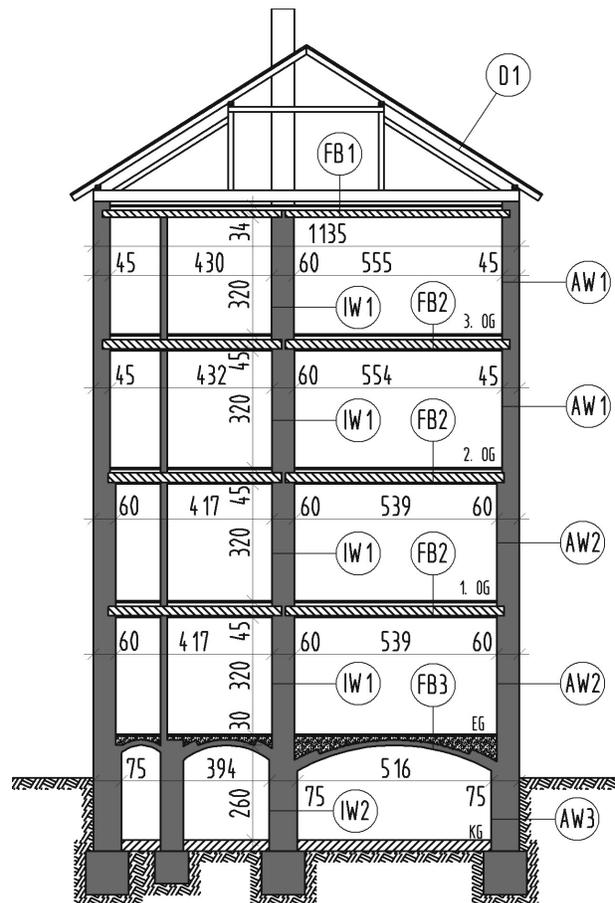


Abbildung 20: Schnitt A-A (Haus 1)

5.5.1. Fundament unter der Außenmauer von Haus 1 (Bestand)

Für die Ermittlung der Lasteinflussflächen für die Fundamentlasten unter der maßgebenden Außenmauer wurde näherungsweise die halbe Spannweite zwischen Außenmauer und tragender Mittelmauer (Kaminmauer) angesetzt (siehe Abbildung 21). Die Linienlasten zufolge der nichttragenden Ziegel-Trennwände wurden in anteilige Flächenlasten umgerechnet und zum Eigengewicht der Geschößdecken hinzugezählt.

Bezeichnungen (Schnitt durch Außenmauer):

- D1 - Dachaufbau*
- FB1 - Decke über 3.OG (Doppelbaumdecke)*
- AW1 - Außenwand 3.OG (45 cm)*
- FB2 - Decke über 2.OG (Tramdecke)*
- AW1 - Außenwand 2.OG (45 cm)*
- FB2 - Decke über 1.OG (Tramdecke)*
- AW2 - Außenwand 1.OG (60 cm)*
- FB2 - Decke über EG (Tramdecke)*
- AW2 - Außenwand EG (60 cm)*
- FB3 - Decke über KG (Ziegelgewölbe)*
- AW3 - Außenwand KG (75 cm)*

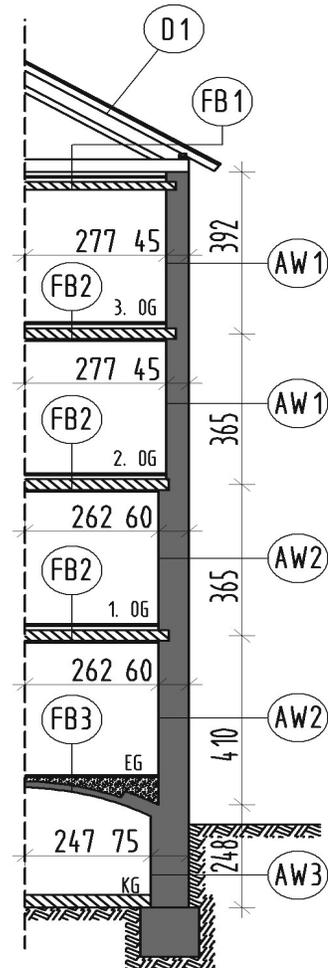


Abbildung 21: Einflussbreiten Außenmauer Haus 1

Tabelle 1: Lastaufstellung Dachaufbau

Sparrenabstand $b = 0,90$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Dachaufbau (D1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegeldeckung (einfach, inkl. Lattung)	---	---	0,65	
Dachstuhl	(Eigengewicht mit Programm R-Stab berücksichtigt!)			
		$g_{k \text{ Ges.}} =$	0,65	kN/m ² Dach
		$g_{k \text{ Ges.}} \cdot b =$	0,59	kN/m Sparren

VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN			
WIND (ÖNORM EN 1991-1-4, ÖNORM B 1991-1-4)			
Standort Wien - Basisgeschwindigkeitsdruck	$q_b = q_{b,0} =$	0,46	kN/m ²
Geländekategorie IV Dachneigung $\alpha = 45^\circ$	$z = z_e = z_i =$	17,00	m
	$q_{p(z)} = (1,2 * (z / 10)^{0,38}) * q_b$ $q_{p(z)} = q_{p(ze)} = q_{p(zi)} =$	0,68	kN/m ²
Außen	Druck	$c_{pe,10} =$	0,70
	Sog	$c_{pe,10} =$	0,30
	Winddruck	$w_e = q_{p(ze)} * c_{pe} =$	0,47 kN/m ²
	Windsog	$w_e = q_{p(ze)} * c_{pe} =$	0,20 kN/m ²
Innen	Druck	$c_{pi} =$	0,20
	Sog	$c_{pi} =$	0,30
	Winddruck	$w_e = q_{p(zi)} * c_{pi} =$	0,14 kN/m ²
	Windsog	$w_e = q_{p(zi)} * c_{pi} =$	0,20 kN/m ²
Maximale Winddruckbelastung Dach		$w = w_{e(Druck)} + w_{i(Sog)} =$	0,68 kN/m ²
Winddruck bezogen auf Sparren		$w_{(Druck)} * b =$	0,61 kN/m Sparren
Zugehörige Windsogbelastung Dach		$w = w_{e(Sog)} + w_{i(Sog)} =$	0,41 kN/m ²
Windsog bezogen auf Sparren		$w_{(Sog)} * b =$	0,36 kN/m Sparren
SCHNEE (ÖNORM EN 1991-1-3, ÖNORM B 1991-1-3)			
Schneelast bezogen auf Grundrissfläche		$s_k = 1,35 \text{ kN/m}^2$ (Wien - Stephansplatz)	
Dachneigung $\alpha = 45^\circ$		$30^\circ < \alpha = 60^\circ$	
Formbeiwert $\mu_1 = 0,8 * (60 - \alpha) / 30$		$\mu_1 =$	0,40
Schneelast		$s = s_k * \mu_1$	
		$s =$	0,54 kN/m ²
Schneelast bezogen auf projizierte Sparrenlänge		$s * b =$	0,49 kN/m

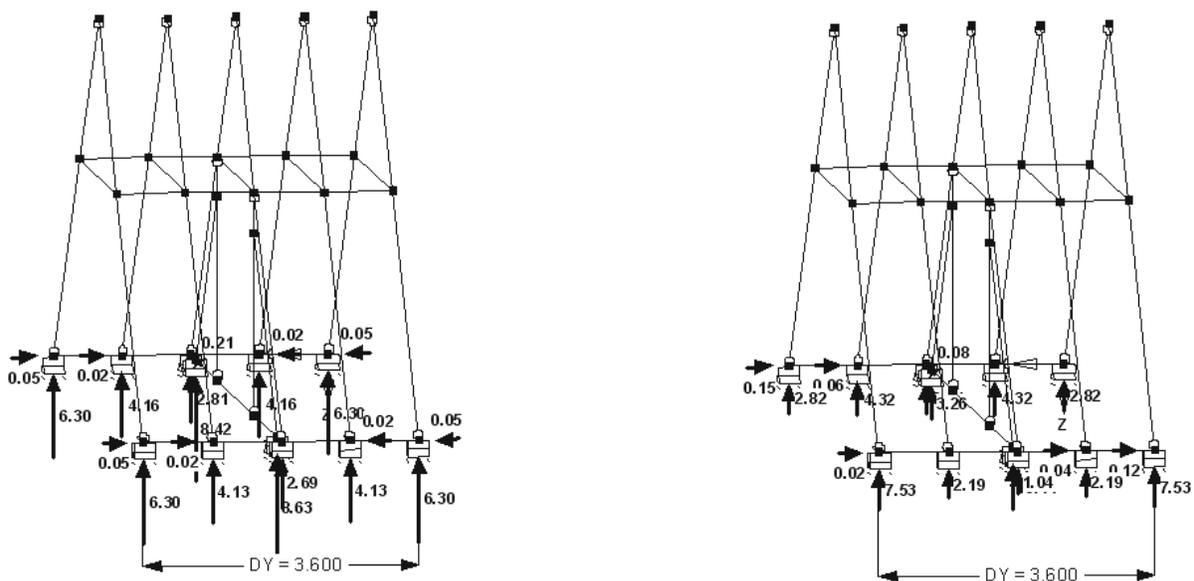


Abbildung 22: Auflagerlasten (R - Stab) zufolge Eigengewicht (links) sowie Wind und Schnee (rechts)

Tabelle 2: Auflagerlasten zufolge Dachaufbau

AUFLAGERLASTEN ZUFOLGE STÄNDIGER EINWIRKUNGEN			
Lasten	$6,30 \text{ kN} + (2 * 4,13 \text{ kN}) + 8,63 \text{ kN} + 2,69 \text{ kN} =$	25,88	kN
Gespärreabstand = 3,60m	$25,88 \text{ kN} / 3,60 \text{ m} =$	7,19	kN/m Auflager
Auflagerlast zufolge Eigengewicht (im Mittel)	$V_{sd,g} =$	7,19	kN/m Auflager
AUFLAGERLASTEN ZUFOLGE VERÄNDERLICHER EINWIRKUNGEN			
Lasten	$7,53 \text{ kN} + (2 * 2,19 \text{ kN}) + 10,11 \text{ kN} + 1,04 \text{ kN} =$	23,06	kN
Gespärreabstand = 3,60 m	$23,06 \text{ kN} / 3,60 \text{ m} =$	6,41	kN/m Auflager
Auflagerlast zufolge Schnee + Wind (im Mittel)	$V_{sd,q} =$	6,41	kN/m Auflager

Tabelle 3: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 2,77 \text{ m}$

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Doppelbaumdecke (inkl. 4 cm Ziegelpflaster, Putzträger, Verputz)	26,00	---	3,35	
Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt	8,00	4	0,32	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	34,00	$g_k \text{ Ges.} =$	3,67	kN/m ² Decke
		$g_k \text{ Ges.} * b =$	10,17	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (nicht ausbaubare, begehbare Dachböden)		$q_k =$	1,50	kN/m ²
		$q_k * b =$	4,16	kN/m Auflager

Tabelle 4: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 3. Obergeschoß

Wandhöhe $h = 3,92 \text{ m}$

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 45 cm (inkl. Putz beids.)	50,00	---	8,50	(3,10 + 2 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	50,00	$g_k \text{ Ges.} =$	8,50	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%		$g_k \text{ Ges.} * 0,85 =$	7,23	kN/m Wand
		$g_k \text{ Ges.} * h =$	28,32	kN/m Wand

Tabelle 5: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 2,77 \text{ m}$

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatur Schalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	6,37	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,30 m		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,77 m				
10,23 kN/m Wand * 2,77 m Einflussbreite = 28,34 kN/Wand				
28,34 kN/Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 113,35 kN				
113,35 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,64	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			2,64 * b =	7,30 kN/m Auflager
6,37 kN/m + 7,30 kN/m =			g_k Ges. =	13,67 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	5,54	kN/m Auflager

Tabelle 6: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 2. Obergeschoß

Wandhöhe h = 3,65 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 45 cm (inkl. Putz beids.)	50,00	---	8,50	(3,10 + 2 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 50,00		g_k Ges. =	8,50	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%		g_k Ges. * 0,85 =	7,23	kN/m Wand
		g_k Ges. * h =	26,37	kN/m Wand

Tabelle 7: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß

Lasteinflussbreite b = 2,77 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] = 45,00		$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	6,37	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,30 m		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,77 m				
10,23 kN/m Wand * 2,77 m Einflussbreite = 28,34 kN/Wand				
28,34 kN/Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 113,35 kN				
113,35 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,64	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			2,64 * b =	7,30 kN/m Auflager
6,37 kN/m + 7,30 kN/m =			g_k Ges. =	13,67 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	5,54	kN/m Auflager

Tabelle 8: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 1. Obergeschoß

Wandhöhe h = 3,65 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 65,00		g_k Ges. =	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%		g_k Ges. * 0,85 =	9,52	kN/m Wand
		g_k Ges. * h =	34,75	kN/m Wand

Tabelle 9: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß

Lasteinflussbreite b = 2,62 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] = 45,00		$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	6,03	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,30 m		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,62 m				
10,23 kN/m Wand * 2,62 m Einflussbreite = 26,80 kN / Wand				
26,80 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 107,21 kN				
107,21 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,49	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			2,49 * b =	6,52
6,03 kN/m + 6,52 kN/m =			g_k Ges. =	12,55
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	5,24	kN/m Auflager

Tabelle 10: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Erdgeschoß

Wandhöhe h = 4,10 m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 65,00		g_k Ges. =	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%		$g_k * 0,85 =$	9,52	kN/m Wand
		g_k Ges. * h =	39,03	kN/m Wand

Tabelle 11: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß

Lasteinflussbreite b = 2,62 m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Schiffboden	2,50	5,5	0,14	
Blindboden	2,50	5,5	0,14	
Polsterhölzer 5/8cm (a=0,50m)	30,00	5,5	0,04	2 Stk./m Decke
Beschüttung (Bauschutt) im Mittel		14	4,20	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] = 51,00		$g_k =$	8,02	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	21,01	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe $h = 3,30$ m		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer $b = 2,62$ m				
10,23 kN/m Wand * 2,62 m Einflussbreite = 26,80 kN/Wand				
26,80 kN/Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 107,21 kN				
107,21 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,49	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			$2,49 * b =$	6,52 kN/m Auflager
21,01 kN/m + 6,52 kN/m =			$g_k \text{ Ges.} =$	27,53 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	5,24	kN/m Auflager

Tabelle 12: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Kellergeschoß

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW3)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 75 cm (inkl. Putz)	77,00	---	13,90	(3,10 + 4 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 77,00		$g_k \text{ Ges.} =$	13,90	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 5%		$g_k \text{ Ges.} * 0,95 =$	13,21	kN/m Wand
		$g_k \text{ Ges.} * h =$	32,75	kN/m Wand

Tabelle 13: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 (Bestand)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 (Bestand)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
D1	Dachkonstruktion	7,19	1,35	9,71	6,41	1,50	9,61
FB1	Decke über 3.OG	10,17	1,35	13,72	4,16	1,50	6,23
AW1	Außenmauer 3.OG	28,32	1,35	38,23	---	---	---
FB2	Decke über 2.OG	13,67	1,35	18,46	5,54	1,50	8,31
AW1	Außenmauer 2.OG	26,37	1,35	35,60	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	13,67	1,35	18,46	5,54	1,50	8,31
AW2	Außenmauer 1.OG	34,75	1,35	46,91	---	---	---
FB2	Decke über EG	12,55	1,35	16,94	5,24	1,50	7,86
AW2	Außenmauer EG	39,03	1,35	52,69	---	---	---
FB3	Decke über KG	27,53	1,35	37,17	5,24	1,50	7,86
AW3	Außenmauer KG	32,75	1,35	44,21	---	---	---
Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 - Bestand			$V_{sd,g} =$	332,10 [kN/m]		$V_{sd,q} =$	48,18 [kN/m]

5.5.2. Fundament unter der Mittelmauer von Haus 1 (Bestand)

Bezeichnungen (Schnitt durch Mittelmauer):

D1 - Dachaufbau

FB1 - Decke über 3.OG (Doppelbaumdecke)

AW1 - Außenwand 3.OG (45 cm)

FB2 - Decke über 2.OG (Tramdecke)

AW1 - Außenwand 2.OG (45 cm)

FB2 - Decke über 1.OG (Tramdecke)

AW2 - Außenwand 1.OG (60 cm)

FB2 - Decke über EG (Tramdecke)

AW2 - Außenwand EG (60 cm)

FB3 - Decke über KG (Ziegelgewölbe)

AW3 - Außenwand KG (75 cm)

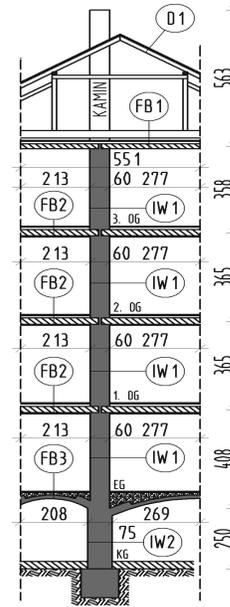


Abbildung 23: Einflussbreiten Mittelmauer Haus 1

Tabelle 14: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Doppelbaumdecke (inkl. 4 cm Ziegelpflaster, Putzträger, Verputz)	26,00	---	3,35	
Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt	8,00	4	0,32	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	34,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	3,67	kN/m ² Decke
		$g_{k \text{ Ges.}} * b =$	17,98	kN/m Auflager
Auflagerlast Mittelmauer zufolge Kamin				
Höhe Kamin $h = 6,00$ m		$g_k =$	8,50	kN/m ²
Länge Kamine ca. 11,00 m	$11,00 \text{ m} * 6,00 \text{ m} * 8,50 \text{ kN/m}^2 =$		561,00	kN
Wandlänge Mittelmauer 16,00 m	$561,00 \text{ kN} / 16,00 \text{ m} =$		35,06	kN/m Auflager
	$17,98 \text{ kN/m} + 35,06 \text{ kN/m} =$	$g_k =$	53,05	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (nicht ausbaubare, begehbare Dachböden)		$q_k =$	1,50	kN/m ²
		$q_k * b =$	7,35	kN/m Auflager

Tabelle 15: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 3. Obergeschoß

Wandhöhe $h = 3,58$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	65,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_k * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_{k \text{ Ges.}} * h =$	38,09	kN/m Wand

Tabelle 16: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	11,27	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
Wandhöhe $h = 3,30$		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,90$ m				
10,23 kN/m Wand * 4,90 m Einflussbreite = 50,13 kN/Wand				
50,13 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 200,51 kN				
200,51 kN / 86,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,33	kN/m ² Decke
(86,00 m ² = 2 * 43,00 m ²)		$2,33 * b =$	11,42	kN/m Auflager
11,27 kN/m + 11,42 kN/m =		$g_k \text{ Ges.} =$	22,69	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	9,80	kN/m Auflager

Tabelle 17: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 2. Obergeschoß

Wandhöhe $h = 3,65$ m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	65,00	$g_k \text{ Ges.} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_k * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_k \text{ Ges.} * h =$	38,84	kN/m Wand

Tabelle 18: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	11,27	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,30		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer b = 4,90 m				
10,23 kN/m Wand * 4,90 m Einflussbreite = 50,13 kN/Wand				
50,13 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 200,51 kN				
200,51 kN / 86,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,33	kN/m ² Decke
(86,00 m ² = 2 * 43,00 m ²)		$2,33 * b =$	11,42	kN/m Auflager
11,27 kN/m + 11,42 kN/m =		$g_k \text{ Ges.} =$	22,69	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	9,80	kN/m Auflager

Tabelle 19: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 1. Obergeschoß

Wandhöhe h = 3,65 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 65,00		$g_k \text{ Ges.} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_k * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_k \text{ Ges.} * h =$	38,84	kN/m Wand

Tabelle 20: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß

Lasteinflussbreite b = 4,90 m (b = 2,77 m + 2,13 m)				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] = 45,00		$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	11,27	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,30		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer b = 4,90 m				
10,23 kN/m Wand * 4,90 m Einflussbreite = 50,13 kN/Wand				
50,13 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 200,51 kN				
200,51 kN / 86,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,33	kN/m ² Decke
(86,00 m ² = 2 * 43,00 m ²)		$2,33 * b =$	11,42	kN/m Auflager
11,27 kN/m + 11,42 kN/m =		$g_k \text{ Ges.} =$	22,69	kN/m Auflager

VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)			
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)	$q_k =$	2,00	kN/m ²
	$q_k * b =$	9,80	kN/m Auflager

Tabelle 21: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Erdgeschoß

Wandhöhe $h = 4,08$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	65,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_k * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_{k \text{ Ges.}} * h =$	43,41	kN/m Wand

Tabelle 22: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m (2,77m + 2,13m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Schiffboden	2,50	5,5	0,14	
Blindboden	2,50	5,5	0,14	
Polsterhölzer 5/8cm (a=0,50m)	30,00	5,5	0,04	2 Stk./m Decke
Beschüttung (Bauschutt) im Mittel		14	4,20	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] =	51,00	$g_k =$	8,02	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	39,29	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,90$ m				
10,23 kN/m Wand * 4,90 m Einflussbreite = 50,13 kN / Wand				
50,13 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 200,51 kN				
200,51 kN / 86,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,33	kN/m ² Decke
(86,00 m ² = 2 * 43,00 m ²)			$2,33 * b =$	11,42
38,25 kN/m + 11,11 kN/m =			$g_{k \text{ Ges.}} =$	50,71
				kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)	$q_k =$	2,00	kN/m ²	
	$q_k * b =$	9,80	kN/m Auflager	

Tabelle 23: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer KellergeschoßWandhöhe $h = 2,50$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 75 cm (inkl. Putz)	77,00	---	13,90	(3,10 + 4 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	77,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	13,90	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_k * 0,95 =$	13,21	kN/m Wand
		$g_{k \text{ Ges.}} * h =$	33,01	kN/m Wand

Tabelle 24: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 (Bestand)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 (Bestand)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
FB1	Decke über 3.OG	53,05	1,35	71,61	7,35	1,50	11,03
IW1	Mittelmauer 3.OG	38,09	1,35	51,42	---	---	---
FB2	Decke über 2.OG	22,69	1,35	30,63	9,80	1,50	14,70
IW1	Mittelmauer 2.OG	38,84	1,35	52,43	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	22,69	1,35	30,63	9,80	1,50	14,70
IW1	Mittelmauer 1.OG	38,84	1,35	52,43	---	---	---
FB2	Decke über EG	22,69	1,35	30,63	9,80	1,50	14,70
IW1	Mittelmauer EG	43,41	1,35	58,61	---	---	---
FB3	Decke über KG	50,71	1,35	68,46	9,80	1,50	14,70
IW2	Mittelmauer KG	33,01	1,35	44,57	---	---	---
Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 - Bestand			$V_{sd,g} =$	491,40 [kN/m]		$V_{sd,q} =$	69,83 [kN/m]

5.5.3. Fundament unter der Außenmauer von Haus 1 (nach Sanierung)

Vereinfachend werden die für den Bestand ermittelten Dachlasten auch für das sanierte Objekt angesetzt, die Lasterhöhung zufolge des Dachgeschoßausbaues wird in der Lastaufstellung gesondert angegeben. Die dafür anzusetzende Last („Dachgeschoßausbau - leicht“) wurde dem Merkblatt „Statische Vorbemessung“ der Magistratsabteilung 37 (Magistrat der Stadt Wien) entnommen. [31, S. 2 ff]

Diese beträgt 7,20 kN/m² (zusätzliche Masse), da bei der Sanierung das bestehende Pflaster sowie die Beschüttung entfernt werden, dürfen weiters 2,30 kN/m² angerechnet werden $7,20 \text{ kN/m}^2 + 2,30 \text{ kN/m}^2 = 9,50 \text{ kN/m}^2$ (Aufteilung in Anteil **ständige Last 7,00 kN/m²** und Anteil **Nutzlast 2,50 kN/m²**).

Die bestehenden Geschoßdecken (Doppelbaum- bzw. Tramdecken) werden im Zuge der Sanierung durch 12,00 cm Stahlbeton - Verbundplatten verstärkt (ohne rechnerischen Nachweis), die Nutzlasten der Geschoße werden von 2,00 kN/m² im Bestand auf 2,50 kN/m² erhöht (Berücksichtigung des Zwischenwandgewichtes für eventuelle spätere Änderungen der Raumgeometrie). Die bestehenden 14,00 cm starken nichttragenden Ziegeltrennwände bleiben bestehen. Die Außenmauern werden mit einer entsprechend dimensionierten Wärmedämmung versehen. Aufgrund des geringen spezifischen Gewichtes des Dämmstoffes werden die für den Bestand ermittelten Wandlasten ebenfalls für die Sanierung angesetzt.

In der folgenden Lastaufstellung werden nur mehr die erhöhten Lasten zufolge der neuen Deckenaufbauten ermittelt, die gleich gebliebenen Werte entsprechen der Lastaufstellung des Bestandes.

Tabelle 25: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,77$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Lasterhöhung zufolge "DG-Ausbau leicht"	---	---	7,00	
Doppelbaumdecke	20,00	5,5	1,10	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
			g_k Ges. =	8,40
			g_k Ges. * $b =$	23,27
				kN/m ² Decke
				kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)			$q_k =$	2,50
inkl. Zwischenwandzuschlag			$q_k * b =$	6,93
				kN/m ²
				kN/m Auflager

Tabelle 26: Auflagerlasten Decke über 2. + 1. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,77$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm (a=1,00m)	26,00	5,5	0,20	1 Stk./m Decke
Stukkatureschalung	2,50	5,5	0,14	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =		55,50	$g_k =$	5,22
			$g_k * b =$	14,46
				kN/m ² Decke
				kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
			$g_k =$	3,10
			$g_k * h =$	10,23
				kN/m ² Wand
				kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer $b = 2,77$ m				
10,23 kN/m Wand * 2,77 m Einflussbreite = 28,34 kN / Wand				
28,34 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 113,35 kN				
113,35 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,64	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			$2,64 * b =$	7,30
14,46 kN/m + 7,30 kN/m =			g_k Ges. =	21,76
				kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1; ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)			$q_k =$	2,50
inkl. Zwischenwandzuschlag			$q_k * b =$	6,93
				kN/m ²
				kN/m Auflager

Tabelle 27: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß nach der Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,62$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm (a=1,00m)	26,00	5,5	0,20	1 Stk./m Decke
Stukkatureschalung	2,50	5,5	0,14	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] = 55,50		$g_k =$	5,22	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	13,68	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe $h = 3,30$ m		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer $b = 2,62$ m				
10,23 kN/m Wand * 2,62 m Einflussbreite = 26,80 kN / Wand				
26,80 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 107,21 kN				
107,21 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,49	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			$2,49 * b =$	6,52 kN/m Auflager
13,68 kN/m + 6,52 kN/m =			$g_{k \text{ Ges.}} =$	20,20 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1; ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	6,55	kN/m Auflager

Tabelle 28: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach der Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,62$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Betonplatte + PE-Folie	15,00	25	3,75	
Beschüttung (Perlit) im Mittel	30,00	1	0,30	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] = 71,50		$g_k =$	8,99	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	23,57	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,30 m		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,62 m				
10,23 kN/m Wand * 2,62 m Einflussbreite = 26,80 kN / Wand				
26,80 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 107,21 kN				
107,21 kN / 43,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,49	kN/m ² Decke
(43,00 m ² = 2,77 m * Hauslänge ca. 15,52 m)			2,49 * b =	6,52 kN/m Auflager
23,57 kN/m + 6,52 kN/m =			g_k Ges. =	30,09 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	6,55	kN/m Auflager

Tabelle 29: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 (nach Sanierung)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 (nach Sanierung)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
D1	Dachkonstruktion	7,19	1,35	9,71	6,41	1,50	9,61
FB1	Decke über 3.OG	23,27	1,35	31,41	6,93	1,50	10,39
AW1	Außenmauer 3.OG	28,32	1,35	38,23	---	---	---
FB2	Decke über 2.OG	21,76	1,35	29,37	6,93	1,50	10,39
AW1	Außenmauer 2.OG	26,37	1,35	35,60	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	21,76	1,35	29,37	6,93	1,50	10,39
AW2	Außenmauer 1.OG	34,75	1,35	46,91	---	---	---
FB2	Decke über EG	20,20	1,35	27,26	6,55	1,50	9,83
AW2	Außenmauer EG	39,03	1,35	52,69	---	---	---
FB3	Decke über KG	30,09	1,35	40,62	6,55	1,50	9,83
AW3	Außenmauer KG	32,75	1,35	44,21	---	---	---
Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 - nach Sanierung			$V_{sd,g} =$	385,40 [kN/m]		$V_{sd,q} =$	60,42 [kN/m]

5.5.4. Fundament unter der Mittelmauer von Haus 1 (nach Sanierung)

Tabelle 30: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Lasterhöhung zufolge "DG-Ausbau leicht"	---	---	7,00	
Doppelbaumdecke	20,00	5,5	1,10	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	22,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	8,40	kN/m ² Decke
		$g_{k \text{ Ges.}} * b =$	41,16	kN/m Auflager
Auflagerlast Mittelmauer zufolge Kamin				
Höhe Kamin $h = 6,00$ m		$g_k =$	8,50	kN/m ²
Länge Kamine ca. 11,00 m	$11,00 \text{ m} * 6,00 \text{ m} * 8,50 \text{ kN/m}^2 =$		561,00	kN
Wandlänge Mittelmauer 16,00 m	$561,00 \text{ kN} / 16,00 \text{ m} =$		35,06	kN/m Auflager
	$41,16 \text{ kN/m} + 35,06 \text{ kN/m} =$	$g_k =$	76,22	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	12,25	kN/m Auflager

Tabelle 31: Auflagerlasten Decke über 2. + 1. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm ($a=1,00$ m)	26,00	5,5	0,20	1 Stk./m Decke
Stukkatureschalung	2,50	5,5	0,14	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	5,22	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	25,58	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand
	Wandhöhe $h = 3,30$			
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,90$ m				
$10,23 \text{ kN/m Wand} * 4,90 \text{ m Einflussbreite} = 50,13 \text{ kN / Wand}$				
$50,13 \text{ kN / Wand} * 4 \text{ Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer} = 200,51 \text{ kN}$				
	$200,51 \text{ kN} / 86,00 \text{ m}^2 \text{ Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge} =$		2,33	kN/m ² Decke
	$(86,00 \text{ m}^2 = 2 * 43,00 \text{ m}^2)$	$2,33 * b =$	11,42	kN/m Auflager
	$25,58 \text{ kN/m} + 11,42 \text{ kN/m} =$	$g_{k \text{ Ges.}} =$	36,99	kN/m Auflager

VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)			
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)	$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag	$q_k * b =$	12,25	kN/m Auflager

Tabelle 32: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm (a=1,00m)	26,00	5,5	0,20	1 Stk./m Decke
Stukkatureschalung	2,50	5,5	0,14	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00		$g_k =$ 5,22	kN/m ² Decke
			$g_k * b =$ 25,58	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
			$g_k =$ 3,10	kN/m ² Wand
			$g_k * h =$ 10,23	kN/m Wand
Wandhöhe $h = 3,30$				
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,90$ m				
10,23 kN/m Wand * 4,90 m Einflussbreite = 50,13 kN / Wand				
50,13 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 200,51 kN				
200,51 kN / 86,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,33	kN/m ² Decke
(86,00 m ² = 2 * 43,00 m ²)			$2,33 * b =$ 11,42	kN/m Auflager
25,58 kN/m + 11,42 kN/m =			g_k Ges. = 36,99	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)	$q_k =$	2,50	kN/m ²	
inkl. Zwischenwandzuschlag	$q_k * b =$	12,25	kN/m Auflager	

Tabelle 33: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 4,90$ m ($b = 2,77$ m + $2,13$ m)					
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)					
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen	
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08		
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32		
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04		
Betonplatte + PE-Folie	15,00	25	3,75		
Beschüttung (Perlit) im Mittel	30,00	1	0,30		
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt	
Putz	2,00	20	0,40		
Gewölbestärke im Mittel [cm] = 71,50		$g_k =$	8,99	kN/m ² Decke	
		$g_k * b =$	44,07	kN/m Auflager	
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände					
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10		
Wandhöhe $h = 3,30$		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand	
		$g_k * h =$	10,23	kN/m Wand	
Umrechnung auf Flächenlast					
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,90$ m					
10,23 kN/m Wand * 4,90 m Einflussbreite = 50,13 kN / Wand					
50,13 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 200,51 kN					
200,51 kN / 86,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,33	kN/m ² Decke	
(86,00 m ² = 2 * 43,00 m ²)			$2,33 * b =$	11,42	
42,90 kN/m + 11,11 kN/m =			$g_k \text{ Ges.} =$	55,49	
				kN/m Auflager	
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)					
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$		2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$		12,25	kN/m Auflager

Tabelle 34: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 (nach Sanierung)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 (nach Sanierung)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
FB1	Decke über 3.OG	76,22	1,35	102,90	12,25	1,50	18,38
IW1	Mittelmauer 3.OG	38,09	1,35	51,42	---	---	---
FB2	Decke über 2.OG	36,99	1,35	49,94	12,25	1,50	18,38
IW1	Mittelmauer 2.OG	38,84	1,35	52,43	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	36,99	1,35	49,94	12,25	1,50	18,38
IW1	Mittelmauer 1.OG	38,84	1,35	52,43	---	---	---
FB2	Decke über EG	36,99	1,35	49,94	12,25	1,50	18,38
IW1	Mittelmauer EG	43,41	1,35	58,60	---	---	---
FB3	Decke über KG	55,49	1,35	74,91	12,25	1,50	18,38
IW2	Mittelmauer KG	33,01	1,35	44,56	---	---	---
Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 - nach Sanierung		$V_{sd,g} =$		587,09 [kN/m]	$V_{sd,q} =$		91,88 [kN/m]

5.6. Grundlagen für die Lastaufstellung von Haus 2 (Grundriss, Schnitt A-A)

Da die Breiten von Haus 1 ($B = 11,35 \text{ m}$) und Haus 2 ($B = 11,10 \text{ m}$) annähernd gleich sind, werden die für Haus 1 ermittelten Dachlasten ebenfalls für Haus 2 sowohl für den Bestand als auch für das sanierte Objekt angenommen.

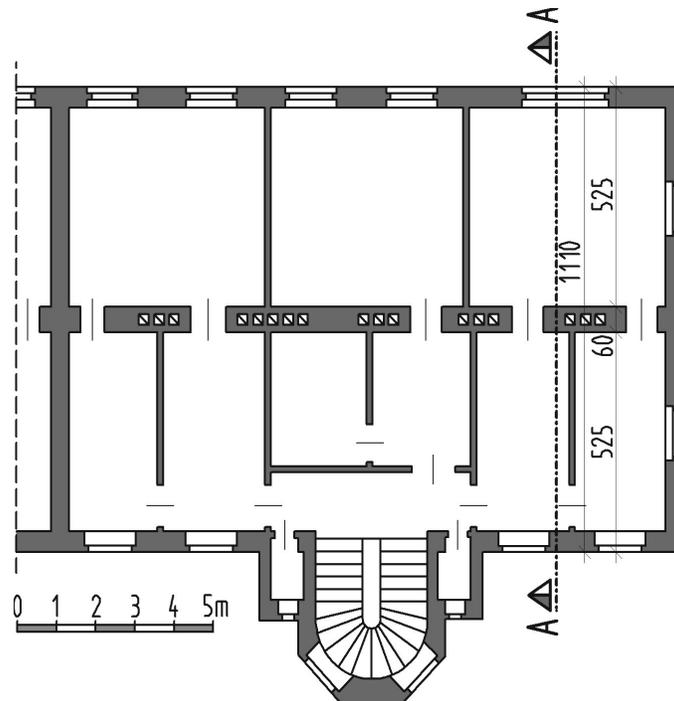


Abbildung 24: Schematischer Grundriss Haus 2 [1, S. 392]

Bezeichnungen Schnitt A-A:

- D1 - Dachaufbau*
- FB1 - Decke über 2.OG (Doppelbaumdecke)*
- AW1 - Außenwand 2.OG (45 cm)*
- IW1 - Innenwand 2.OG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB2 - Decke über 1.OG (Tramdecke)*
- AW1 - Außenwand 1.OG (45 cm)*
- IW1 - Innenwand 1.OG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB2 - Decke über EG (Tramdecke)*
- AW2 - Außenwand EG (60 cm)*
- IW1 - Innenwand EG (Kaminmauer 60 cm)*
- FB3 - Decke über KG (Ziegelgewölbe)*
- AW3 - Außenwand KG (75 cm)*
- IW2 - Innenwand KG (Kaminmauer 75 cm)*

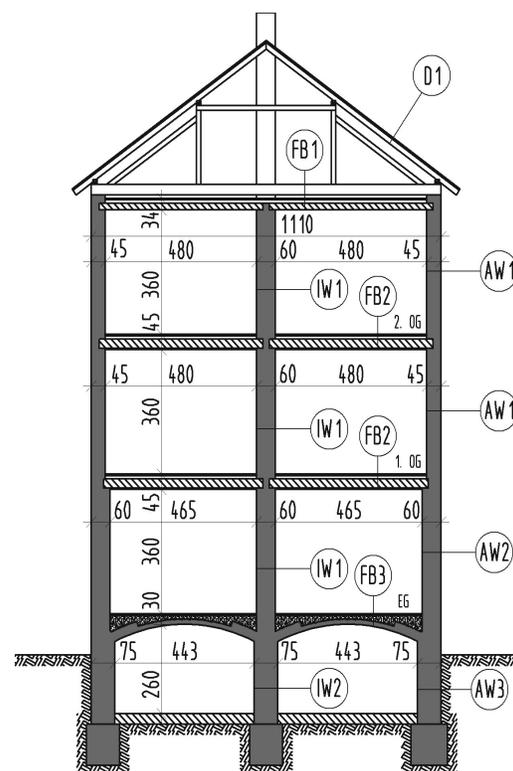


Abbildung 25: Schnitt A-A (Haus 2)

5.6.1. Fundament unter der Außenmauer von Haus 2 (Bestand)

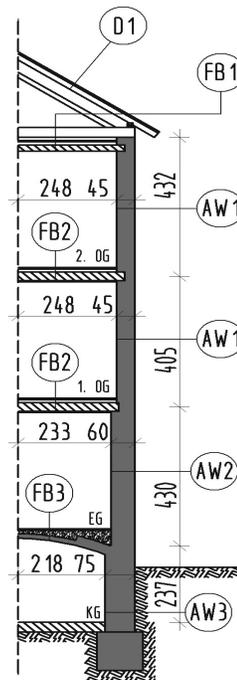


Abbildung 26: Einflussbreiten Außenmauer Haus 2

Tabelle 35: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß Bestand

Lasteinflussbreite $b = 2,48 \text{ m}$

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Doppelbaumdecke (inkl. 4 cm Ziegelpflaster, Putzträger, Verputz)	26,00	---	3,35	
Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt	8,00	4	0,32	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	34,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	3,67	kN/m ² Decke
		$g_{k \text{ Ges.}} * b =$	9,10	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (nicht ausbaubare, begehbare Dachböden)		$q_k =$	1,50	kN/m ²
		$q_k * b =$	3,72	kN/m Auflager

Tabelle 36: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 2. Obergeschoß

Wandhöhe $h = 4,32 \text{ m}$

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 45 cm (inkl. Putz beids.)	50,00	---	8,50	(3,10 + 2 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	50,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	8,50	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%		$g_{k \text{ Ges.}} * 0,85 =$	7,23	kN/m Wand
		$g_{k \text{ Ges.}} * h =$	31,21	kN/m Wand

Tabelle 37: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß

Lasteinflussbreite $b = 2,48$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	5,70	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
Wandhöhe $h = 3,70$		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer $b = 2,48$ m				
11,47 kN/m Wand * 2,48 m Einflussbreite = 28,45 kN / Wand				
28,45 kN / Wand * 2 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 56,89 kN				
56,89 kN / 37,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			1,54	kN/m ² Decke
(37,00 m ² = 2,48 m * Hauslänge ca. 14,92 m)		1,54 * b =	3,82	kN/m Auflager
5,70 kN/m + 3,82 kN/m =		$g_k \text{ Ges.} =$	9,52	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	4,96	kN/m Auflager

Tabelle 38: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 1. Obergeschoß Bestand

Wandhöhe $h = 4,05$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 45 cm (inkl. Putz beids.)	50,00	---	8,50	(3,10 + 2 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	50,00	$g_k \text{ Ges.} =$	8,50	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%		$g_k \text{ Ges.} * 0,85 =$	7,23	kN/m Wand
		$g_k \text{ Ges.} * h =$	29,26	kN/m Wand

Tabelle 39: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß Bestand

Lasteinflussbreite $b = 2,48$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	5,70	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,70		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,48 m				
11,47 kN/m Wand * 2,48 m Einflussbreite = 28,45 kN / Wand				
28,45 kN / Wand * 2 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 56,89 kN				
56,89 kN / 37,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			1,54	kN/m ² Decke
(37,00 m ² = 2,48 m * Hauslänge ca. 14,92 m)			1,54 * b =	3,82 kN/m Auflager
5,70 kN/m + 3,82 kN/m =			g_k Ges. =	9,52 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	4,96	kN/m Auflager

Tabelle 40: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Erdgeschoß Bestand

Wandhöhe h = 4,30 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 65,00			g_k Ges. =	11,20 kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 15%			g_k Ges. * 0,85 =	9,52 kN/m Wand
			g_k Ges. * h =	40,94 kN/m Wand

Tabelle 41: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß Bestand

Lasteinflussbreite b = 2,33 m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Schiffboden	2,50	5,5	0,14	
Blindboden	2,50	5,5	0,14	
Polsterhölzer 5/8cm (a=0,50m)	30,00	5,5	0,04	2 Stk./m Decke
Beschüttung (Bauschutt) im Mittel		14	4,20	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] = 51,00			$g_k =$	8,02 kN/m ² Decke
			$g_k * b =$	18,68 kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,70		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,33 m				
11,47 kN/m Wand * 2,33 m Einflussbreite = 26,73 kN / Wand				
26,73 kN / Wand * 2 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 53,45 kN				
53,45 kN / 37,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			1,44	kN/m ² Decke
(37,00 m ² = 2,48 m * Hauslänge ca. 14,92 m)			1,44 * b =	3,36 kN/m Auflager
18,68 kN/m + 3,36 kN/m =			g_k Ges. =	22,04 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	4,66	kN/m Auflager

Tabelle 42: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Kellergeschoß Bestand

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (AW3)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 70 cm (inkl. Putz beids.)	77,00	---	13,90	(3,10 + 4 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] = 77,00		g_k Ges. =	13,90	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Außenmauer 5%		g_k Ges. * 0,95 =	13,21	kN/m Wand
		g_k Ges. * h =	31,30	kN/m Wand

Tabelle 43: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 (Bestand)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 (Bestand)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
D1	Dachkonstruktion	7,19	1,35	9,71	6,41	1,50	9,61
FB1	Decke über 2.OG	9,10	1,35	12,29	3,72	1,50	5,58
AW1	Außenmauer 2.OG	31,21	1,35	42,14	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	9,52	1,35	12,86	4,96	1,50	7,44
AW1	Außenmauer 1.OG	29,26	1,35	39,50	---	---	---
FB2	Decke über EG	9,52	1,35	12,86	4,96	1,50	7,44
AW2	Außenmauer EG	40,94	1,35	55,26	---	---	---
FB3	Decke über KG	22,04	1,35	29,75	4,66	1,50	6,99
AW3	Außenmauer KG	31,30	1,35	42,25	---	---	---
Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 - Bestand		$V_{sd,g} =$		256,61 [kN/m]	$V_{sd,q} =$		37,06 [kN/m]

5.6.2. Fundament unter der Mittelmauer von Haus 2 (Bestand)

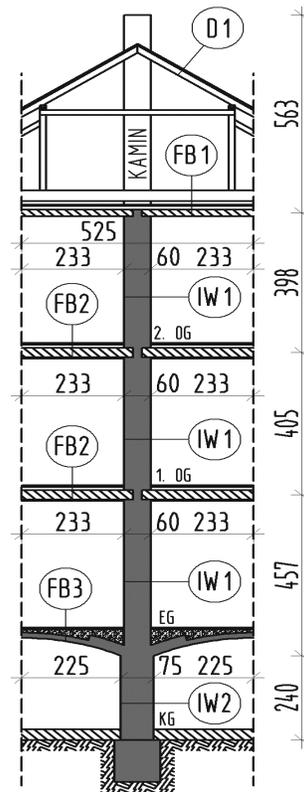


Abbildung 27: Einflussbreiten Mittelmauer Haus 2

Tabelle 44: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß Bestand

Lasteinflussbreite $b = 4,66$ m ($b = 2,33$ m + $2,33$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Doppelbaumdecke (inkl. 4 cm Ziegelpflaster, Putzträger, Verputz)	26,00	---	3,35	
Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt	8,00	4	0,32	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	34,00		$g_{k \text{ Ges.}} = 3,67$	kN/m ² Decke
			$g_{k \text{ Ges.}} * b = 17,10$	kN/m Auflager
Auflagerlast Mittelmauer zufolge Kamin				
Höhe Kamin $h = 6,00$ m			$g_k = 8,50$	kN/m ²
Länge Kamine ca. 11,00 m		$11,00 \text{ m} * 6,00 \text{ m} * 8,50 \text{ kN/m}^2 =$	561,00	kN
Wandlänge Mittelmauer 16,00 m		$561 \text{ kN} / 16,00 \text{ m} =$	35,06	kN/m Auflager
		$17,10 \text{ kN/m} + 35,06 \text{ kN/m} =$	$g_k = 52,16$	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (nicht ausbaubare, begehbare Dachböden)			$q_k = 1,50$	kN/m ²
			$q_k * b = 6,99$	kN/m Auflager

Tabelle 45: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 2. Obergeschoß Bestand

Wandhöhe $h = 3,98$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	65,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_{k \text{ Ges.}} * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_{k \text{ Ges.}} * h =$	42,35	kN/m Wand

Tabelle 46: Auflagerlasten Decke 1. Obergeschoß Bestand

Lasteinflussbreite $b = 4,66$ m ($b = 2,33$ m + $2,33$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkaturschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	10,72	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,66$ m				
11,47 kN/m Wand * 4,66 m Einflussbreite = 53,45 kN / Wand				
53,45 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 213,80 kN				
213,80 kN / 75,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,85	kN/m ² Decke
(75,00 m ² = ca. 2 * 37,00 m ²)			$2,85 * b =$	13,28
10,72 kN/m + 13,28 kN/m =			$g_{k \text{ Ges.}} =$	24,00
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	9,32	kN/m Auflager

Tabelle 47: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 1. Obergeschoß Bestand

Wandhöhe $h = 4,05$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	65,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_{k \text{ Ges.}} * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_{k \text{ Ges.}} * h =$	43,09	kN/m Wand

Tabelle 48: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß Bestand

Lasteinflussbreite $b = 4,66$ m ($b = 2,33$ m + $2,33$ m)				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Tramdecke (inkl. Sturzschalung, 8 cm Beschüttung Bauschutt, Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger, Verputz)	45,00	---	2,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	45,00	$g_k =$	2,30	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	10,72	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Wandhöhe $h = 3,70$				
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer $b = 4,66$ m				
11,47 kN/m Wand * 4,66 m Einflussbreite = 53,45 kN / Wand				
53,45 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 213,80 kN				
213,80 kN / 75,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,85	kN/m ² Decke
(75,00 m ² = ca. 2 * 37,00 m ²)		$2,85 * b =$	13,28	kN/m Auflager
10,72 kN/m + 13,28 kN/m =		$g_k \text{ Ges.} =$	24,00	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	9,32	kN/m Auflager

Tabelle 49: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Erdgeschoß Bestand

Wandhöhe $h = 4,57$ m				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Wandaufbau (IW1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Ziegelmauerwerk 60 cm (inkl. Putz beids.)	65,00	---	11,20	(3,10 + 3 * 2,70)
Wandstärke Gesamt [cm] =	65,00	$g_k \text{ Ges.} =$	11,20	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%		$g_k \text{ Ges.} * 0,95 =$	10,64	kN/m Wand
		$g_k \text{ Ges.} * h =$	48,62	kN/m Wand

Tabelle 50: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß Bestand

Lasteinflussbreite $b = 4,66$ m ($b = 2,33$ m + $2,33$ m)				
STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Schiffboden	2,50	5,5	0,14	
Blindboden	2,50	5,5	0,14	
Polsterhölzer 5/8cm (a=0,50m)	30,00	5,5	0,04	2 Stk./m Decke
Beschüttung (Bauschutt) im Mittel		14	4,20	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] =	51,00	$g_k =$	8,02	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	37,37	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,70		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer b = 4,66 m				
11,47 kN/m Wand * 4,66 m Einflussbreite = 53,45 kN / Wand				
53,45 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 213,80 kN				
213,80 kN / 75,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,85	kN/m ² Decke
(75,00 m ² = ca. 2 * 37,00 m ²)		$2,85 * b =$	13,28	kN/m Auflager
37,37 kN/m + 13,28 kN/m =		$g_k \text{ Ges.} =$	50,65	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,00	kN/m ²
		$q_k * b =$	9,32	kN/m Auflager

Tabelle 51: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Kellergeschoß Bestand

Wandhöhe h = 2,40 m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)					
Wandaufbau (IW2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen	
Ziegelmauerwerk 75 cm (inkl. Putz)	77,00	---	13,90	(3,10 + 4 * 2,70)	
Wandstärke Gesamt [cm] = 77,00			$g_k \text{ Ges.} =$	13,90	kN/m ² Wand
Annahme Öffnungsanteil Mittelmauer 5%			$g_k \text{ Ges.} * 0,95 =$	13,21	kN/m Wand
			$g_k \text{ Ges.} * h =$	31,69	kN/m Wand

Tabelle 52: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 (Bestand)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 Bestand							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
FB1	Decke über 2.OG	52,16	1,35	70,42	6,99	1,50	10,49
IW1	Mittelmauer 2.OG	42,35	1,35	57,17	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	24,00	1,35	32,40	9,32	1,50	13,98
IW1	Mittelmauer 1.OG	43,09	1,35	58,17	---	---	---
FB2	Decke über EG	24,00	1,35	32,40	9,32	1,50	13,98
IW1	Mittelmauer EG	48,62	1,35	65,64	---	---	---
FB3	Decke über KG	50,65	1,35	68,38	9,32	1,50	13,98
IW2	Mittelmauer KG	31,69	1,35	42,78	---	---	---
Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 - Bestand			$V_{sd,g} =$	427,37 [kN/m]		$V_{sd,q} =$	52,43 [kN/m]

5.6.3. Fundament unter der Außenmauer von Haus 2 (nach Sanierung)

Tabelle 53: Auflagerlasten Decke 2. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,48$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Lasterhöhung zufolge "DG-Ausbau leicht"	---	---	7,00	
Doppelbaumdecke	20,00	5,5	1,10	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	22,00	$g_{k \text{ Ges.}} =$	8,40	kN/m ² Decke
		$g_{k \text{ Ges.}} * b =$	20,83	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	6,20	kN/m Auflager

Tabelle 54: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,48$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm (a=1,00m)	26,00	5,5	0,20	
Stukkatur Schalung	2,50	5,5	0,14	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	55,50	$g_k =$	5,22	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	12,94	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Wandhöhe $h = 3,70$				
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer $b = 2,48$ m				
11,47 kN/m Wand * 2,48 m Einflussbreite = 28,45 kN / Wand				
28,45 kN / Wand * 2 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 56,89 kN				
56,89 kN / 37,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			1,54	kN/m ² Decke
(37,00 m ² = 2,48 m * Hauslänge ca. 14,92 m)			$1,54 * b =$	3,82 kN/m Auflager
12,94 kN/m + 3,82 kN/m =			$g_{k \text{ Ges.}} =$	16,76 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	6,20	kN/m Auflager

Tabelle 55: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,48$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm (a=1,00m)	26,00	5,5	0,20	
Stukkatureschalung	2,50	5,5	0,14	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] = 55,50		$g_k =$	5,22	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	12,94	kN/m Auflager
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe $h = 3,70$		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Außenmauer $b = 2,48$ m				
11,47 kN/m Wand * 2,48 m Einflussbreite = 28,45 kN / Wand				
28,45 kN / Wand * 2 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 56,89 kN				
56,89 kN / 37,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			1,54	kN/m ² Decke
(37,00 m ² = 2,48 m * Hauslänge ca. 14,92 m)			1,54 * b =	3,82 kN/m Auflager
12,94 kN/m + 3,82 kN/m =			$g_{k \text{ Ges.}} =$	16,76 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	6,20	kN/m Auflager

Tabelle 56: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 2,33$ m

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Betonplatte + PE-Folie	15,00	25	3,75	
Beschüttung (Perlit) im Mittel	30,00	1	0,30	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] = 71,50		$g_k =$	8,99	kN/m ² Decke
		$g_k * b =$	20,96	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände			
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10
Wandhöhe h = 3,70		$g_k =$	3,10 kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47 kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast			
Einflussbreite für Außenmauer b = 2,33 m			
11,47 kN/m Wand * 2,33 m Einflussbreite = 26,73 kN / Wand			
26,73 kN / Wand * 2 Zwischenwände auf gesamter Länge der Außenmauer = 53,45 kN			
53,45 kN / 37,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =		1,44	kN/m ² Decke
(37,00 m ² = 2,48 m * Hauslänge ca. 14,92 m)		1,44 * b =	3,36 kN/m Auflager
20,96 kN/m + 3,36 kN/m =		$g_{k \text{ Ges.}} =$	24,31 kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)			
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50 kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	5,83 kN/m Auflager

Tabelle 57: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 (nach Sanierung)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 (nach Sanierung)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
D1	Dachkonstruktion	7,19	1,35	9,71	6,41	1,50	9,61
FB1	Decke über 2.OG	20,83	1,35	28,12	6,20	1,50	9,30
AW1	Außenmauer 2.OG	31,21	1,35	42,13	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	16,76	1,35	22,63	6,20	1,50	9,30
AW1	Außenmauer 1.OG	29,26	1,35	39,50	---	---	---
FB2	Decke über EG	16,76	1,35	22,63	6,20	1,50	9,30
AW2	Außenmauer EG	40,94	1,35	55,27	---	---	---
FB3	Decke über KG	24,31	1,35	32,82	5,83	1,50	8,74
AW3	Außenmauer KG	31,30	1,35	42,26	---	---	---
Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 - nach Sanierung			$V_{sd,g} =$	295,07 [kN/m]		$V_{sd,q} =$	46,25 [kN/m]

5.6.4. Fundament unter der Mittelmauer von Haus 2 (nach Sanierung)

Tabelle 58: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 4,66$ m ($b = 2,33$ m + $2,33$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB1)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Lasterhöhung zufolge "DG-Ausbau leicht"	---	---	7,00	
Doppelbaumdecke	20,00	5,5	1,10	
Kalkzementputz 1,50 cm inkl. Putzträger	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	22,00	g_k Ges. =	8,40	kN/m ² Decke
		g_k Ges. * b =	39,14	kN/m Auflager
Auflagerlast Mittelmauer zufolge Kamin				
Höhe Kamin $h = 6,00$ m		$g_k =$	8,50	kN/m ² Decke
Länge Kamine ca. 11,00 m	$11,00$ m * $6,00$ m * $8,50$ kN/m ² =		561,00	kN
Wandlänge Mittelmauer 16,00 m	$561,00$ kN / $16,00$ m =		35,06	kN/m Auflager
	$39,14$ kN/m + $35,06$ kN/m =	$g_k =$	74,21	kN/m Auflager
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		q_k * b =	11,65	kN/m Auflager

Tabelle 59: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß + Erdgeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite $b = 4,66$ m ($b = 2,33$ m + $2,33$ m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB2)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Verbundbetonplatte + PE-Folie	12,00	25	3,00	
Sturzschalung	2,50	5,5	0,14	
Tramdecke 14/26cm ($a=1,00$ m)	26,00	5,5	0,20	1 Stk./m Decke
Stukkaturchalung	2,50	5,5	0,14	
Stukkaturrohr + Deckenputz	2,00	---	0,30	
Deckenstärke Gesamt [cm] =	55,50	$g_k =$	5,22	kN/m ² Decke
		g_k * b =	24,32	kN/m Auflager

Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,70		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer b = 4,66 m				
11,47 kN/m Wand * 4,66 m Einflussbreite = 53,45 kN / Wand				
53,45 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 213,80 kN				
213,80 kN / 75,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,85	kN/m ² Decke
(75,00 m ² = ca. 2 * 37,00 m ²)			2,85 * b =	13,28
24,32 kN/m + 13,28 kN/m =			g_k Ges. =	37,60
VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden)		$q_k =$	2,50	kN/m ²
inkl. Zwischenwandzuschlag		$q_k * b =$	11,65	kN/m Auflager

Tabelle 60: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach Sanierung

Lasteinflussbreite b = 4,66 m (b = 2,33 m + 2,33 m)

STÄNDIGE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)				
Fußbodenaufbau (FB3)	Dicke [cm]	γ [kN/m³]	g_k [kN/m²]	Anmerkungen
Bodenbelag + Unterlage	1,50	5,5	0,08	
Estrich + PE-Folie	6,00	22	1,32	
Trittschalldämmung 35/30	3,00	1,4	0,04	
Betonplatte + PE-Folie	15,00	25	3,75	
Beschüttung (Perlit) im Mittel	30,00	1	0,30	
Ziegelgewölbe (inkl. Mörtel)	14,00	---	3,10	Rand verstärkt
Putz	2,00	20	0,40	
Gewölbestärke im Mittel [cm] =		71,50	$g_k =$	8,99
			$g_k * b =$	41,91
Anteil ständiger Einwirkung der nichttragenden Zwischenwände				
Ziegelmauer 14 cm (inkl. Putz beidseitig)	18,00	---	3,10	
Wandhöhe h = 3,70		$g_k =$	3,10	kN/m ² Wand
		$g_k * h =$	11,47	kN/m Wand
Umrechnung auf Flächenlast				
Einflussbreite für Mittelmauer b = 4,66 m				
11,47 kN/m Wand * 4,66 m Einflussbreite = 53,45 kN / Wand				
53,45 kN / Wand * 4 Zwischenwände auf gesamter Länge der Mittelmauer = 213,80 kN				
213,80 kN / 75,00 m ² Lasteinflussfläche auf gesamter Wandlänge =			2,85	kN/m ² Decke
(75,00 m ² = ca. 2 * 37,00 m ²)			2,85 * b =	13,28
41,91 kN/m + 13,28 kN/m =			g_k Ges. =	55,20

VERÄNDERLICHE EINWIRKUNGEN (ÖNORM EN 1991-1-1, ÖNORM B 1991-1-1)			
Nutzlast (Räume in Wohngebäuden) inkl. Zwischenwandzuschlag	$q_k =$	2,50	kN/m ²
	$q_k * b =$	11,65	kN/m Auflager

Tabelle 61: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 (nach Sanierung)

Zusammenstellung der Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 (nach Sanierung)							
Bez.	Bauteil	Ständige Last			Veränderliche Last		
		g_k [kN/m]	γ_g	$V_{sd,g} = g_k * \gamma$ [kN/m]	q_k [kN/m]	γ_q	$V_{sd,q} = q_k * \gamma$ [kN/m]
FB1	Decke über 2.OG	74,21	1,35	100,18	11,65	1,50	17,48
IW1	Mittelmauer 2.OG	42,35	1,35	57,17	---	---	---
FB2	Decke über 1.OG	37,60	1,35	50,77	11,65	1,50	17,48
IW1	Mittelmauer 1.OG	43,09	1,35	58,17	---	---	---
FB2	Decke über EG	37,60	1,35	50,77	11,65	1,50	17,48
IW1	Mittelmauer EG	48,62	1,35	65,64	---	---	---
FB3	Decke über KG	55,20	1,35	74,51	11,65	1,50	17,48
IW2	Mittelmauer KG	31,69	1,35	42,78	---	---	---
Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 - nach Sanierung			$V_{sd,g} =$	499,99 [kN/m]		$V_{sd,q} =$	69,90 [kN/m]

Tabelle 62: Zusammenstellung der Fundamentlasten für Haus 1 + Haus 2

FUNDAMENTLASTEN HAUS 1 + HAUS 2			
Bezeichnung	V_{sd,g} [kN/m]	V_{sd,q} [kN/m]	Σ V_{sd} [kN/m]
HAUS 1			
FUNDAMENT UNTER AUSSENMAUER BESTAND			
Fundamentlast Außenmauer Haus 1 Bestand	332,10	48,18	413
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,20*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,20 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	32,83	---	
FUNDAMENT UNTER AUSSENMAUER NACH SANIERUNG			
Fundament Außenmauer Haus 1 nach Sanierung	385,40	60,42	479
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,20*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,20 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	32,83	---	
FUNDAMENT UNTER MITTELMAUER BESTAND			
Fundament Mittelmauer Haus 1 Bestand	491,40	69,83	600
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,40*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,40 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	38,30	---	
FUNDAMENT UNTER MITTELMAUER NACH SANIERUNG			
Fundament Mittelmauer Haus 1 nach Sanierung	587,09	91,88	717
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,40*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,40 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	38,30	---	
HAUS 2			
FUNDAMENT UNTER AUSSENMAUER BESTAND			
Fundament Außenmauer Haus 2 Bestand	256,61	37,06	321
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,00*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,00 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	27,36	---	
FUNDAMENT UNTER AUSSENMAUER NACH SANIERUNG			
Fundament Außenmauer Haus 2 nach Sanierung	295,07	46,25	369
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,00*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,00 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	27,36	---	
FUNDAMENT UNTER MITTELMAUER BESTAND			
Fundament Mittelmauer Haus 2 Bestand	427,37	52,43	513
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,20*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,20 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	32,83	---	
FUNDAMENT UNTER MITTELMAUER NACH SANIERUNG			
Fundament Mittelmauer Haus 2 nach Sanierung	499,99	69,90	603
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,20*19,30*1,35=$ $b = 1,05 \text{ m}; t = 1,20 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	32,83	---	

V_{sd,g} ... Bemessungswert der Fundamentlast zufolge Eigengewicht [kN/m]

V_{sd,q} ... Bemessungswert der Fundamentlast zufolge Nutzlast [kN/m]

Σ V_{sd} ... Bemessungswert der Gesamt - Fundamentlast [kN/m]

Tabelle 63: Ermittlung der Lasterhöhung nach Sanierung

ERMITTLUNG DER LASTERHÖHUNG INFOLGE SANIERUNG			
Haus 1 (4 - Geschoße + Keller)	BESTAND [kN/m]	SANIERT [kN/m]	ERHÖHUNG [%]
Fundament Außenmauer	413	479	16
Fundament Mittelmauer	600	717	20
Haus 2 (3 - Geschoße + Keller)	BESTAND [kN/m]	SANIERT [kN/m]	ERHÖHUNG [%]
Fundament Außenmauer	321	369	15
Fundament Mittelmauer	513	603	18

In Tabelle 63 sind die näherungsweise ermittelten Fundamentlasten vor und nach einer Gebäudesanierung mit Dachgeschoßausbau und Erhöhung der Deckentragfähigkeit durch Beton - Verbundplatten angegeben.

Die gemittelte prozentuelle Erhöhung der Lasten beträgt für die Außenmauern der vorliegenden Häuser ca. 15 % und für die Mittelmauern (Kaminmauern) etwa 19 %.

Diese Richtwerte können für die näherungsweise Abschätzung der Fundamentlasten von Objekten mit ähnlichen Grundrissstypen und Abmessungen herangezogen werden.

In früheren Jahren betrug die Lasterhöhung zufolge der damals üblichen massiven Bauweise etwa 30 - 40 %. Erst durch den Einsatz leichterer Baustoffe, die Ausführung moderner mehrschaliger Wandkonstruktionen, verbesserte bauphysikalische Eigenschaften sowie die Erfüllung des baulichen Brandschutzes von Holz- und Stahlteilen durch Gipskartonplatten o. ä. konnte die Lasterhöhung auf Werte von ca. 15 - 20 % bezogen auf den Bestand vor der Sanierung reduziert werden.

5.7. Bohrprofile für die Pfahldimensionierung

Die für die Berechnung der Kleinbohrpfähle erforderlichen Daten des Baugrundes werden für die Musterbeispiele den nachfolgenden Bohrprofilen entnommen.

Die in beiden Bohrprofilen vorkommenden inhomogenen Anschüttungsbereiche mit Mächtigkeiten zwischen 5,40 und 6,90 m (siehe Tabelle 64 bzw. 65) werden für die Übertragung der Pfahllasten über Mantelreibung in den Untergrund nicht in Rechnung gestellt, die darunterliegenden Kiesschichten sind in beiden Bohrprofilen von ausreichender Mächtigkeit und entsprechend tragfähig.

Für die Berechnung der erforderlichen Unterfangung wird die gesamte Gebäudelast über die Kleinbohrpfähle in die tieferliegende tragfähige Bodenschicht eingeleitet. Aufgrund der zu erwartenden Inhomogenität der bestehenden Ziegelfundamente, der Fundamentpfeiler und der Anschüttung ist keine verlässliche Aussage zur Resttragfähigkeit der Gründung möglich.

Da die Anschüttungsbereiche bereits alt sind, sind keine Setzungen dieser Schichten und eine damit verbundene zusätzliche Pfahlbelastung infolge negativer Mantelreibung zu erwarten.

Da in den vorliegenden Bohrprofilprotokollen keine Hinweise über korrosionsfördernde Stoffe in den durchbohrten Bodenschichten zu finden sind, ist für die zum Einsatz kommenden Pfahlsysteme die Ausführung mit „Standard - Korrosionsschutz“ ohne zusätzliche Maßnahmen zulässig.

Tabelle 64: Bohrprofil 1 [32]

M 1:100		GOK [mWN]:	7.65	Koord. Y:	3090	Neig. zu Lot: 0°	AZr. von: 23.01.1970	Plan Nr.:	
		GOK [müA]:	164.33	Koord. X:	341778	geot.B.:	AZr. bis: 23.01.1970		
Aufschluss	Wasserbeobachtung Zeit Datum	TIEFE relativ absolut [m WN]	Boden- signatur	L V	K Z	TIEFE relativ zu GOK 0.00	TIEFE absolut [m WN]	SCHICHTBESCHREIBUNG Bodenarten, Formen, Eigenschaften, Gefügemerkmale, Farben	Proben Versuche
Schacht D1000mm			A					Anschüttung;	
			A						
			A						
			A						
			A						
			A						
			A						
			A						
	6.40		5.40			2.25		Feinsand; schluffig, feinkiesig; [Ausand]; graubraun;	5.60 ⊗
			6.40			1.25		Feinsand; schluffig, feinkiesig; graubraun;	6.50 ⊗
		7.60			0.05		Grobkies; sandig; graubraun;	8.00 ⊗	
	12.02. 1 ▽	9.00 -1.35						9.20 WPM	
		13.20			-5.55		Grobkies; sandig; graubraun;	9.00-13.00 ○	
		15.10			-7.45		Feinsand; schluffig, feinkiesig; braungrau;		
		15.20			-7.55		Schluff; tonig, sandig; blaugrau;	15.30-15.56 150	
		15.60			-7.95		Schluff; tonig; blaugrau; fest;	16.80-17.05 150	
								18.30-18.60 150	
								21.10-21.38 150	

5.8. Ermittlung der Resttragfähigkeit des Bestandes

5.8.1. Allgemeines

Da die bestehenden Ziegelfundamente beider zu sanierender Objekte in etwa 5 - 7 m mächtige, gering bis gar nicht tragfähige Anschüttungen eingebunden sind (siehe Tabelle 64 bzw. 65) und die in Abständen von etwa 4,00 m angeordneten Fundamentpfeiler aufgrund deren Inhomogenität (lose Steinschüttung, größere Hohlräume) ebenfalls als nicht ausreichend tragfähig angesehen werden können, stellt sich die Frage der Resttragfähigkeit der Bestandskonstruktion.

Aufgrund der Angaben in den Bodenprofilen (Tabelle 64 bzw. 65) kann von einer Inhomogenität der bestehenden Anschüttung (Schotter, Ziegel, Steine, Sand, Erde, Holz, Knochen, Tonscherben, Mauerreste) ausgegangen werden. Die zerfallenen Holzteile bzw. sonstige organische Bestandteile im Anschüttungsbereich haben im Laufe der Zeit Hohlräume hinterlassen, die das Gefüge der Anschüttung teilweise stark beeinträchtigt haben.

Da bodenphysikalische Informationen hinsichtlich des Verdichtungsgrades der Anschüttung für die zu sanierenden Objekte nicht vorliegen, wird davon ausgegangen, dass dieser in beiden Fällen **nicht** dem in ÖNORM B 4435-1 geforderten Wert von $D_{pr} \geq 100 \%$ entspricht. [33, S. 7]

Es ist daher unter Zugrundelegung der angeführten Tatsachen anzunehmen, dass die aufnehmbare Bodenpressung für die beiden vorliegenden Bodenprofile als „sehr gering“ angenommen werden muß, wobei genaue Aussagen dazu aufgrund der beschriebenen Problematik schwer zu treffen sind.

Für die Vorbemessung der Unterfangung beider Musterhäuser wird daher auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass die auftretenden Fundamentlasten zur Gänze über die Kleinbohrpfähle in die tragfähige Bodenschicht abgeleitet werden.

Zur Veranschaulichung der Rechenschritte bei der Ermittlung der Resttragfähigkeit der Bestandskonstruktion erfolgt für die vorhandenen Fundamentlasten beider Häuser eine Berechnung der von den vorhandenen Fundamenten aufnehmbaren Sohldruckspannung für die in ÖNORM B 4435-1 angegebenen nichtbindigen bzw. gemischtkörnigen Böden. Für bindige Böden wird aufgrund des hohen zulässigen Sohldruckwiderstandes kein rechnerischer Nachweis geführt, da dieser Bodentyp aufgrund der ausreichenden Tragfähigkeit keinen typischen Baugrund für den Einsatz von Kleinbohrpfählen zur Fundamentunterfangung darstellt.

Zusammenfassend wird für die jeweiligen Bodentypen die aufnehmbare Fundamentlast in % der Fundamentlasten des Bestandes angegeben.

5.8.2. Berechnung der Resttragfähigkeit für verschiedene Böden

Im Folgenden werden die in Tabelle 62 angeführten Fundamentlasten (Bemessungslasten) entsprechend den in ÖNORM B 4435-1 angeführten Teilsicherheitsbeiwerten ($\gamma_G = \gamma_F = \gamma_Q = 1,00$) zu charakteristischen Lasten für den Fundamenttragfähigkeitsnachweis umgerechnet. [33, S. 6]

Tabelle 66: Fundamentlasten

FUNDAMENTLASTEN HAUS 1 + HAUS 2			
Bezeichnung	$V_{sd,g}$ [kN/m]	$V_{sd,q}$ [kN/m]	ΣV_{sd} [kN/m]
HAUS 1			
FUNDAMENT UNTER AUSSENMAUER BESTAND			
Fundamentlast Außenmauer Haus 1 Bestand	246,00	32,12	302
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,20*19,30*1,00=$ $b = 1,05 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	24,32	---	
FUNDAMENT UNTER MITTELMAUER BESTAND			
Fundament Mittelmauer Haus 1 Bestand	364,00	46,55	439
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,40*19,30*1,00=$ $b = 1,05 \text{ m}; h = 1,40 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	28,37	---	
HAUS 2			
FUNDAMENT UNTER AUSSENMAUER BESTAND			
Fundament Außenmauer Haus 2 Bestand	190,08	24,71	235
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,00*19,30*1,00=$ $b = 1,05 \text{ m}; h = 1,00 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	20,27	---	
FUNDAMENT UNTER MITTELMAUER BESTAND			
Fundament Mittelmauer Haus 2 Bestand	316,57	34,95	376
Eigengewicht Fundament $N_{sd,g}=1,05*1,20*19,30*1,00=$ $b = 1,05 \text{ m}; h = 1,20 \text{ m}; \gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$	24,32	---	

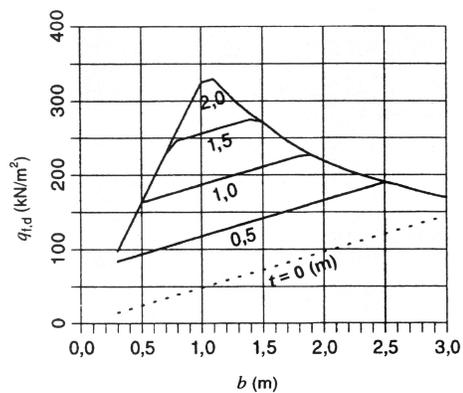
Anmerkung: $V_{sd,g} = V_{sd,g}(\text{Tabelle 62}) / 1,35 (= \gamma_g)$
 $V_{sd,q} = V_{sd,q}(\text{Tabelle 62}) / 1,50 (= \gamma_q)$

Nachfolgend werden die Sohldruckwiderstände für verschiedene Bodenarten in Abhängigkeit der Fundamentabmessungen gemäß ÖNORM B 4435-1 angegeben. Die ÖNORM B 4435-1 regelt die Beanspruchung des Baugrundes durch Flächengründungen unter einfachen Verhältnissen. [33, S. 3]

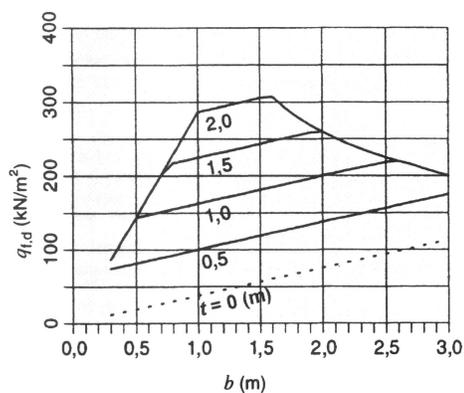
Einfache Verhältnisse sind gemäß dieser Norm unter anderem:

- annähernde horizontales Gelände
- mindestens 0,50 m Einbindetiefe des Fundamentes
- Fundamentbreite $0,30 \text{ m} \leq b \leq 3,00 \text{ m}$
- keine organischen oder strukturempfindlichen Böden (z. B. unverdichtete Anschüttungen)
- mindestens mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden, mindestens steifer Zustand gewachsener bindiger Böden, geschüttete Böden mindestens Verdichtungsgrad $D_{pr} = 100 \%$
- ...

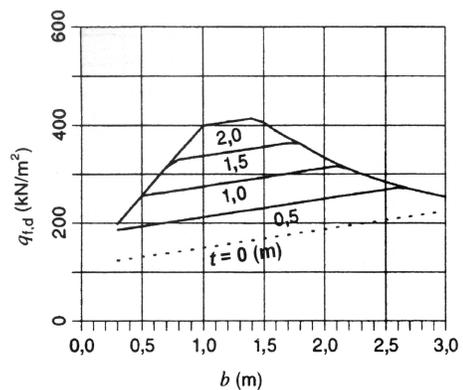
Die in Abbildung 28 angeführten Werte gelten nur für Bauwerke mit geringer bis mäßiger Setzungsempfindlichkeit und für Streifenfundamente (gewachsene bindige Böden mit zumindest steifer Konsistenz bzw. geschüttete bindige Böden mit $D_{pr} \geq 100$) bei einfachen Verhältnissen. [33, S. 7 ff]



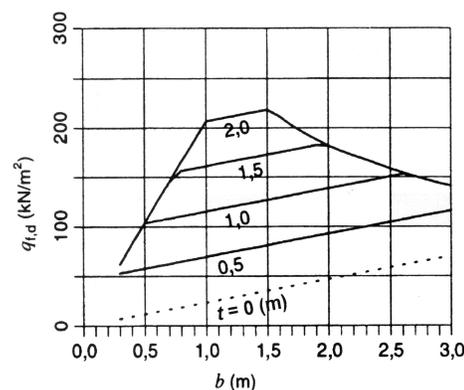
1. Schluff



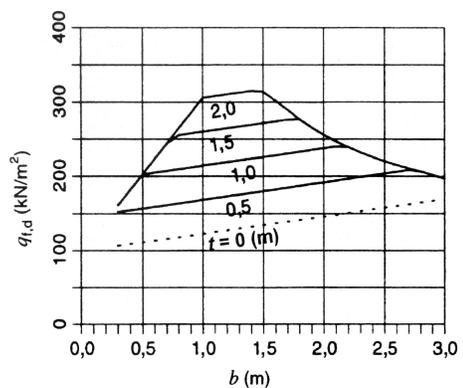
2. steife gemischtkörnige Böden



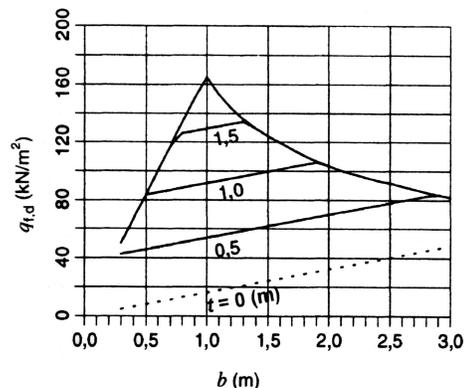
3. halbsteife gemischtkörnige Böden



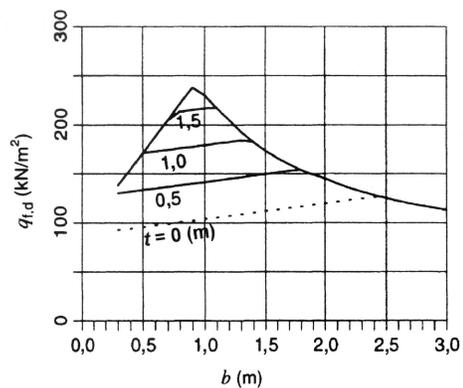
4. steifer Schluff - Ton



5. halbfester Schluff - Ton



6. steifer Ton



7. halbfester Ton

Abbildung 28: Sohlendruckwiderstände für verschiedene Bodenarten [34]

Die in Tabelle 67 angegebenen Werte **b [m]** ($b = \text{Wandstärke} + 2 * 15 \text{ cm}$) und **t [m]** beziehen sich auf die tatsächlichen Bauteilabmessungen (Fundamentbreite bzw. Fundamenthöhe). Die Einbindetiefe t [m], welche im vorliegenden Fall gleich der Fundamenthöhe angenommen wird, bezeichnet die geringste Gründungstiefe unter der Oberfläche des Geländes bzw. des Kellerfußbodens.

Tabelle 67: Fundamentabmessungen

HAUS 1	b [m]	t [m]	A [m ²]
Fundament Außenmauer	1,05	1,20	1,05
Fundament Mittelmauer	1,05	1,40	1,05
HAUS 2	b [m]	t [m]	A [m ²]
Fundament Außenmauer	1,05	1,00	1,05
Fundament Mittelmauer	1,05	1,20	1,05

Für die in Tabelle 67 angegebenen Fundamentabmessungen ergeben sich für die verschiedenen Bodentypen aus Abbildung 28 folgende zulässige Sohldruckwiderstände $q_{f,d}$ in kN/m^2 :

Tabelle 68: Zulässige Sohldruckwiderstände $q_{f,d}$ [kN/m^2]

	1. Schluff	2. steife gemischt. B.	3. halbfeste gemischt. B.	4. steifer Schluff - Ton	5. halbfester Schluff - Ton	6. steifer Ton	7. halbfester Ton
HAUS 1							
Fundament Außenmauer ($b = 1,05 \text{ m}$, $t = 1,20 \text{ m}$)	220	190	300	140	235	105	200
Fundament Mittelmauer ($b = 1,05 \text{ m}$, $t = 1,40 \text{ m}$)	250	215	325	160	250	125	215
HAUS 2							
Fundament Außenmauer ($b = 1,05 \text{ m}$, $t = 1,00 \text{ m}$)	185	165	280	120	220	95	180
Fundament Mittelmauer ($b = 1,05 \text{ m}$, $t = 1,20 \text{ m}$)	220	190	300	140	235	105	200

Aus den zulässigen Sohldruckspannungen (Tabelle 68) lässt sich die Resttragfähigkeit des Bestandes nach den Formeln der ÖNORM B 4435-1 wie folgt ermitteln. [33, S. 6]

$$q_d \dots \text{ Bemessungswert des Sohldrucks (Einwirkung) [kN/m}^2] \quad q_d \leq q_{f,d} \quad (1)$$

$$q_{f,d} \dots \text{ Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes [kN/m}^2]$$

$$Q_d \dots \text{ Bemessungswert der resultierenden Sohldruckkraft [kN/m]} \quad q_d = \frac{Q_d}{A'} \quad (2)$$

$$A' \dots \text{ rechnerische Grundfläche des Fundaments [m}^2]$$

$$A \dots \text{ Grundfläche des Fundaments [m}^2] \quad A' = l' * b' \quad (3)$$

$$b' \dots \text{ rechnerische Breite des Fundamentes [m]} \quad b' = b - 2 * e_b \quad (4)$$

$$e_b \dots \text{ Exzentrizität in Richtung Seite b [m]} \quad l' = l - 2 * e_l \quad (5)$$

$$l' \dots \text{ rechnerische Länge des Fundamentes [m]}$$

$$e_l \dots \text{ Exzentrizität in Richtung Seite l [m]}$$

Unter Zugrundelegung einer zentrischen Beanspruchung des Fundamentkörpers und ohne Ansatz einer Horizontalkraft ergibt sich e_b bzw. e_l zu 0, somit gilt:

$$b' = b = 1,05 \text{ m und } l' = l = 1,00 \text{ m (Streifenfundament)} \rightarrow A' = A = l * b = 1,00 \text{ m} * 1,05 \text{ m} = 1,05 \text{ m}^2$$

Tabelle 69: Ermittlung Resttragfähigkeit in Abhängigkeit des Bodens

	Fundament Außenmauer Haus 1 (b = 1,05 m, t = 1,20 m)	Fundament Mittelmauer Haus 1 (b = 1,05 m, t = 1,40 m)	Fundament Außenmauer Haus 2 (b = 1,05 m, t = 1,00 m)	Fundament Mittelmauer Haus 2 (b = 1,05 m, t = 1,20 m)
$Q_d = \Sigma V_{sd}$ [kN/m Fundament] (siehe Tabelle 66)	302	439	235	376
$q_d = Q_d / A$ [kN/m ²] (A siehe Tabelle 67)	288	418	224	358
1. Schluff $q_{f,d} =$	220	250	185	220
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	76	60	83	61
2. steife gemischtkörnige Böden $q_{f,d} =$	190	215	165	190
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	66	51	74	53
3. halbfeste gemischtkörnige Böden $q_{f,d} =$	300	325	280	300
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	104	78	125	84
4. steifer Schluff - Ton $q_{f,d} =$	140	160	120	140
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	49	38	54	39
5. halbfester Schluff - Ton $q_{f,d} =$	235	250	220	235
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	82	60	98	66
6. steifer Ton $q_{f,d} =$	105	125	95	105
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	36	30	42	29
7. halbfester Ton $q_{f,d} =$	200	215	180	200
Resttragfähigkeit ($q_{f,d} / q_d$) * 100 [%]	69	51	80	56
Minimale Resttragfähigkeit [%]	36	30	42	29
Maximale Resttragfähigkeit [%]	104	78	125	84

Tabelle 69 zeigt, dass die Resttragfähigkeit der bestehenden Gründung in Abhängigkeit des vorhandenen Bodens starken Schwankungen unterworfen ist, für bindige Böden können Werte zwischen 29 und 125 % erreicht werden. Die Bohrpfähle sind demnach für die Differenz aus der Gesamtlast des Gebäudes (= 100 %) abzüglich der Resttragfähigkeit (= 29 bis 125 %) zu dimensionieren.

Beträgt die Resttragfähigkeit des Bestandes über 100 % kann das Fundament höhere, als die vorhandenen Lasten aufnehmen.

Die so ermittelten möglichen Resttragfähigkeiten sind bei der weiteren Dimensionierung der Kleinbohrpfähle entsprechend zu berücksichtigen. Die von den Kleinbohrpfählen zu übertragende Last ergibt sich aus der Fundamentlast des sanierten Objektes abzüglich der Resttragfähigkeit der bestehenden Gründung.

Die genaue Kenntnis des anstehenden Bodens, dessen bodenphysikalischer Werte sowie der Ausführungsweise und des Zustandes der bestehenden Gründung ist für eine wirtschaftliche Dimensionierung der Fundamentunterfangung daher von enormer Bedeutung.

6 Ausführungsvarianten, Berechnungsgrundlagen und Bemessung der Pfähle

6.1. Varianten der Pfahlanordnung

Zur Nachgründung bestehender Fundamente mittels Kleinbohrpfählen kommen mehrere Ausführungsvarianten der kraftschlüssigen Verbindung zwischen Kleinbohrpfahl und bestehendem Fundament in Frage. Die folgenden Varianten werden nach der Zugänglichkeit des zu sanierenden Fundamentkörpers unterschieden.

Beidseitige Zugangsmöglichkeit (z. B. Mittelmauern in Häusern, Außenmauern hofseitig)

1. Abteufen der Bohrungen ausgehend von Nischen im Mauerwerk bzw. im Fundamentkörper:

Dafür werden in regelmäßigen Abständen, die sich aus der Anzahl der erforderlichen Pfähle laut Bemessung ergeben, entsprechend den Erfordernissen des zum Einsatz kommenden Bohrgerätes Nischen im Fundamentkörper hergestellt (→ örtliche Querschnittsschwächungen!), aus denen die Bohrungen abgeteuft werden. Je nach Höhe des umgebenden Raumes und Zustand des bestehenden Fundamentes können diese Nischen auch dementsprechend hoch ausgeführt werden, um ein lotrechtes Ansetzen des Bohrgerätes zu ermöglichen (Bohrpfahl annähernd in Mauerwerksachse, siehe Abbildung 30). Aufgrund der starken Schwächung in diesen Bereichen erfolgen die Bohrungen meist unter einem Winkel zwischen 10° und 20° zur Lotrechten geneigt aus kleineren Nischen (Abbildung 31). Im Anschluss an das Einbringen des Traggliedes in einzelnen Schüssen (Längen ca. 1 m) und dem Verpressvorgang wird der Pfahlkopf mittels einer „Betonplombe“ kraftschlüssig mit dem Fundamentkörper verbunden.



Abbildung 29: Bohrung aus Wandnische [35]



Abbildung 30: Pfahlkopf in Nische [5]



Abbildung 31: Schrägbohrung aus Fundamentnische [2, S. 13]

2. Abteufen der Bohrungen vor dem bestehenden Fundamentkörper:

Ist der bestehende Fundamentkörper nicht in der Lage, Querschnittsschwächungen aufgrund von Mauernischen aufzunehmen, erfolgen die Bohrungen etwa 20 - 30 cm vor dem Fundamentkörper (gerätebedingter Mindestabstand, um den Bohrkopf ansetzen zu können). Im Anschluss an das Einbringen des Traggliedes und das Verpressen des Bohrloches wird je nach Zustand des Fundamentes ein abschnittsweiser oder durchgehender Streichbalken hergestellt, in dem die Pfahlköpfe eingebunden sind. Über eine Verbindung quer durch den Fundamentkörper z. B. mittels entsprechend dimensionierter Gewindestangen und einer zusätzlichen Verzahnung zwischen Streichbalken und Fundament durch das Herstellen von Ausnehmungen im Fundamentkörper erfolgt eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Fundament und Bohrpfahl (siehe Abbildung 32 bzw. Abbildung 33). Die Ausführung von durchgehenden Streichbalken ist im Vergleich zur Herstellung einzelner Mauernischen zum Abteufen der Bohrungen mit höheren Kosten verbunden und nur in Fällen, in denen die bestehende Gründung kein ausreichendes Resttragvermögen aufweist, wirtschaftlich anzuwenden.

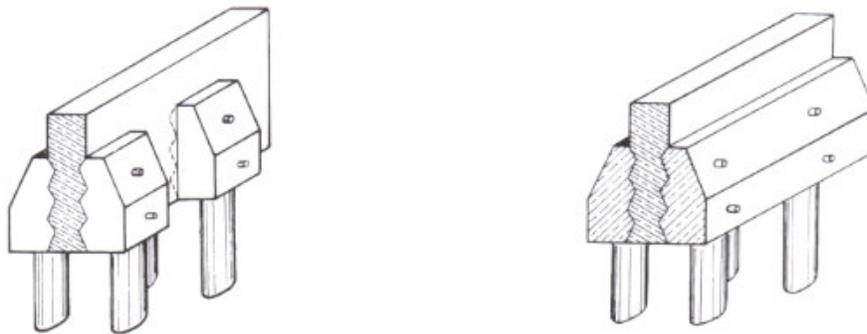


Abbildung 32: Abschnittsweiser Streichbalken [36 S. 88] **Abbildung 33:** Durchgehender Streichbalken [36 S. 88]

Einseitige Zugangsmöglichkeit (z. B. Feuermauer)

Das Problem bei einseitiger Zugangsmöglichkeit besteht in einer exzentrischen Belastung des Bohrpfahles und dem damit verbundenen Auftreten von ungewollten Kopfmomenten, welche von den schlanken Pfählen nicht aufgenommen werden können. Durch Anordnung von Zuggliedern im Fundamentkörper, welche die auftretenden Kräfte beispielsweise über Betonscheiben in den anstehenden Boden einleiten, kann eine (nahezu) momentenfreie Herstellung der lotrechten Pfähle sichergestellt werden.

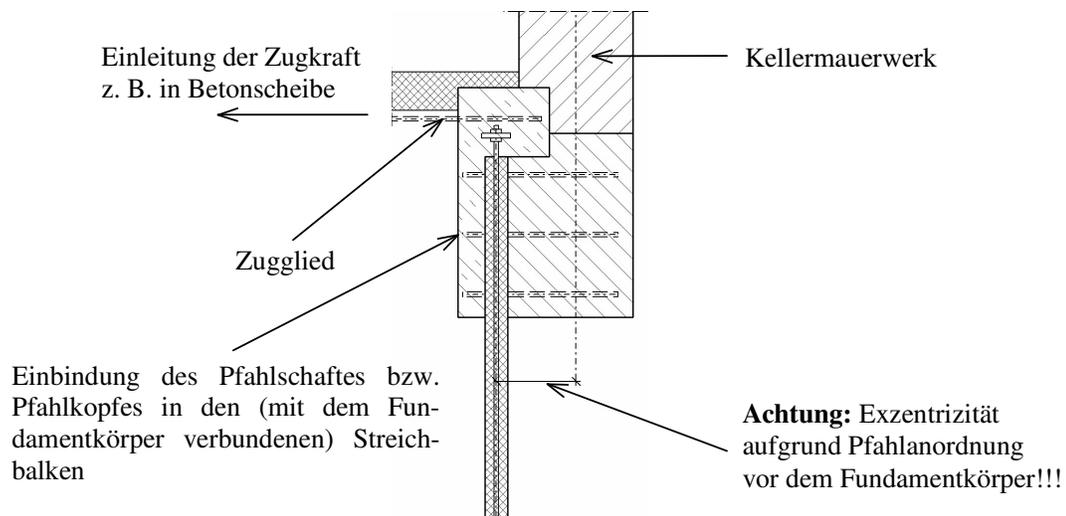


Abbildung 34: Pfahlanordnung bei einseitiger Zugangsmöglichkeit

Die Wahl einer geeigneten Pfahlanordnung (Schrägpfähle, lotrechte Pfähle) sowie die Ausführung der Pfahlkopfeinbindung in den bestehenden Gründungskörper ist von der jeweiligen Bestandssituation vor Ort abhängig. Eine Zusammenstellung der möglichen Varianten zeigt Abbildung 35.

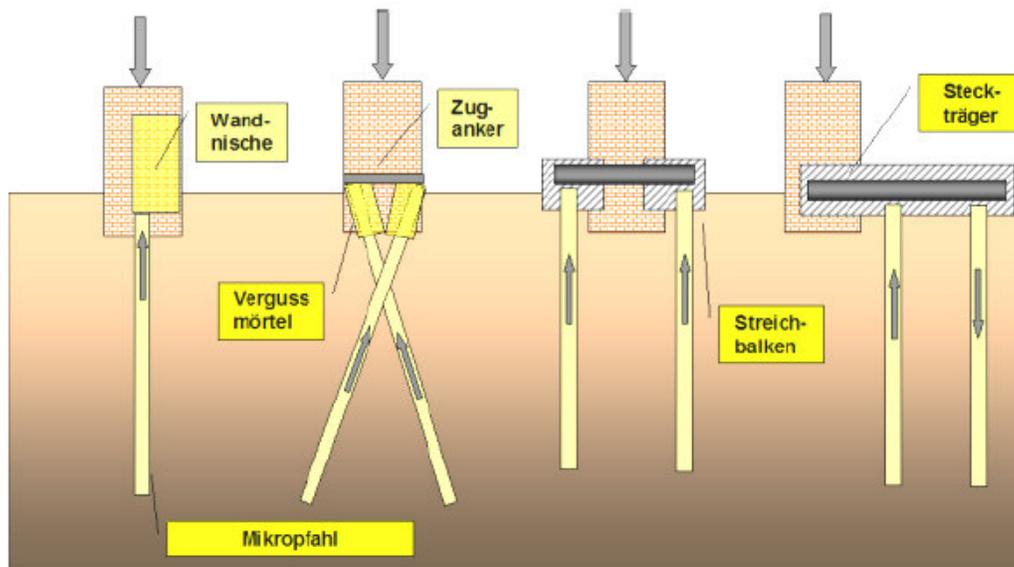


Abbildung 35: Zusammenstellung der verschiedenen Pfahlausführungen [37, S. 28]

6.2. Varianten der Pfahlkopfausführung

Der Pfahlkopf ist in der Regel in einen durchlaufenden oder abschnittswisen Streichbalken eingebunden. Zur Übertragung der auftretenden Kräfte vom bestehenden Mauerwerk in den Pfahlschaft ist einerseits eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Stahlbetonbalken und Mauerwerk sicherzustellen, andererseits ist der Nachweis auf Teilflächenpressung der Ankerplatte am Kopf des Pfahlschaftes zu führen und gegebenenfalls eine Spaltzugbewehrung (Umschnürung) vorzusehen.

In der Regel kommen folgende Endverankerungen bei Druckpfählen zur Anwendung:

- 1.) Aufgeschraubte Druckstücke
- 2.) Ankerplatten mit Anker Mutter und Kontermutter

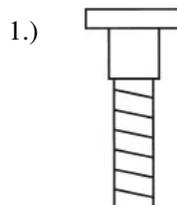


Abbildung 36: Aufgeschraubtes Druckstück [38]

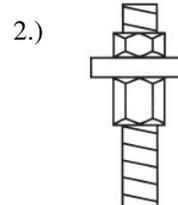


Abbildung 37: Ankerplatte [38]

Die vom Beton aufnehmbaren Druckspannungen f_{cd} (Bemessungswert der Betondruckspannungen) sind in Tabelle 70 in Abhängigkeit der Betongüte definiert.

Tabelle 70: Bemessungswert der Betondruckspannung [39, S. 43]

Betongüte	C 20/25	C 25/30	C 30/37
f_{cd} [kN/cm ²]	1,25	1,50	1,85

Der rechnerische Nachweis der Teilflächenpressung sowie der erforderlichen Spaltzugbewehrung erfolgt nach ÖNORM EN 1992-1-1. [40, S. 116 ff]

Beispiel:

Exemplarisch wird für die Außenmauer von Haus 1 mit einer Bemessungslast von $F_{sd} = 479 \text{ kN/m}$ Fundament die Berechnung durchgeführt.

Für die Unterfangung der Außenmauer kommen lotrechte Pfähle mit einem (für diese Berechnung gewählten) Abstand von 1,50 m zur Anwendung. Daraus resultiert die pro Pfahl aufzunehmende Last $F_{sd} = 1,50 \text{ m} * 479 \text{ kN/m} = 718,50 \text{ kN}$.

-) Bemessungslast pro Pfahl: $F_{sd} = 718,50 \text{ kN}$
-) Betongüte: C 25/30 $f_{cd} = 1,50 \text{ kN/cm}^2$
-) Endverankerung: Ankerplatte $t = 30 \text{ mm}$

1.) Berechnung der erforderlichen Ankerplattenabmessung unter Einhaltung der Betondruckspannung:

Erforderliche Ankerplattengröße: $A_{erf.} = F_{sd} / f_{cd} \quad (6)$

$A_{erf.}$... erforderliche Ankerplattengröße [cm^2]

F_{sd} ... Bemessungslast pro Pfahl [kN]

f_{cd} ... Betondruckspannung [kN/cm^2]

$$A_{erf.} = 718,50 \text{ kN} / 1,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{erf.} = 479 \text{ cm}^2$$

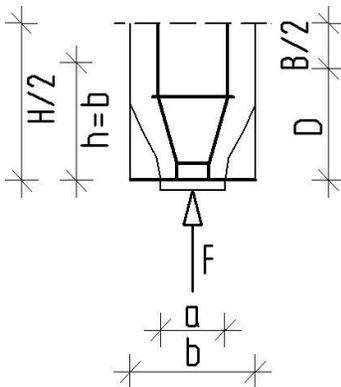
Gewählte Ankerplattenabmessung: $l = b = 22 \text{ cm}$

$$A_{gew.} = 22 \text{ cm} * 22 \text{ cm} = 484 \text{ cm}^2 > A_{erf.} = 479 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt!!!}$$

2.) Ermittlung der erforderlichen Spaltzugbewehrung

Die durch Spaltzugbewehrung aufzunehmende Zugkraft kann mithilfe einfacher Stabwerkmodelle ermittelt werden. Die Lastabtragung vom bestehenden Fundament in den Kleinbohrpfahl muß entsprechend den jeweiligen Gegebenheiten möglichst genau im Modell erfasst werden. Vereinfacht wird für die Berechnung das Modell (Spannungsfeld mit begrenzter Ausbreitung der Druckspannung) nach ÖNORM EN 1992-1-1 gewählt. [40, S. 116 ff]

Die durch die Spaltzugbewehrung aufzunehmende Zugkraft beträgt:



$$T_{sd} = \frac{1}{4} * \frac{b-a}{b} * F_{sd} \quad (7)$$

Mit einer angenommenen Höhe $H = 80 \text{ cm}$ (Pfahlkopfeinbindung), den Abmessungen $b = 40 \text{ cm}$, $a = 22 \text{ cm}$ (Ankerplattenabmessung) und der Bemessungslast $F_{sd} = 718,50 \text{ kN}$ ergibt sich T_{sd} zu:

$$T_{sd} \approx 80 \text{ kN}$$

Die erforderliche Spaltzugbewehrung für eine gewählte Baustahlgüte Bst 550 ($f_{yd} = 47,8 \text{ kN/cm}^2$) beträgt:

$$A_{s,erf.} = T_{sd} / f_{yd} \quad (8)$$

$$A_{s,erf.} \approx 1,70 \text{ cm}^2$$

Abbildung 38: Stabwerkmodell

Die rechnerisch erforderliche Spaltzugbewehrung wird üblicherweise durch entsprechend dimensionierte Umschnürungen abgedeckt und ist im Bereich des Pfahlkopfes anzuordnen. In den technischen Zulassungen für GEWI®- und ISCHEBECK®-Pfähle sind Angaben zur Dimensionierung und Ausführung angegeben.

Abbildung 39 zeigt die praktische Ausführung der Endverankerung mit Ankerplatte und zusätzlicher Spaltzugbewehrung für einen Zugpfahl, bei Druckpfählen muß entsprechend des Stabwerkmodells die Bewehrung oberhalb der Ankerplatte, wie in Abbildung 40 dargestellt, angeordnet werden!



Abbildung 39: Spaltzugbewehrung [15, S. 8]



Abbildung 40: Bewehrung Pfahlkopf (Druckpfahl) [35]

6.3. Verstärkungsmaßnahmen Kellermauerwerk

Bei einer reduzierten Tragfähigkeit des bestehenden (Keller-) Mauerwerks infolge von Inhomogenitäten im Wandaufbau, starken Querschnittsschwächungen, Durchfeuchtung, u. a. sind entsprechende Verbesserungsmaßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit zu treffen. Im Folgenden wird kurz auf mögliche Verfahren und Berechnungsgrundlagen eingegangen.

Einen ersten Eindruck vom Zustand des bestehenden Mauerwerks ergibt die augenscheinliche Beurteilung durch entsprechend erfahrene Techniker, bei der Ziegel- und Mörtelproben entnommen und im Labor auf deren Festigkeit untersucht werden können. Sandig rieselnder Mörtel, zerbrochene Ziegel oder Abplatzungen als Folge von Frosteinwirkung geben dabei einen ersten Anhaltspunkt über den Zustand des Mauerwerks.

Die zum Einsatz kommenden Verfahren zur Erhöhung der Tragfähigkeit nicht mehr ausreichend tragfähiger tragender Ziegelmauern können grundsätzlich unterschieden werden in: [41, S. 24 ff]

1.) Verfahren ohne Einbau von Bewehrungselementen

- Injektionen mit Zementmörtel oder anderen Materialien (z. B. Epoxidharze, Polyurethane, ...) wirtschaftliche Anwendung nur in kleinen Bereichen sinnvoll.

→ Anhebung der Mauerwerksfestigkeit bis zur Ziegelfestigkeit möglich. (Abbildung 41)

2.) Verfahren mit Einbau von Bewehrungs- oder Verstärkungselementen

- Einbringung einer nachträglichen Bewehrung in der Wandebene. (Abbildung 42)
Anwendung bei hoher Schubbeanspruchung.
- Einschlitzten von Verbund- bzw. Stahlbetonstützen. (Abbildung 43)
Übernehmen zusätzliche Vertikallasten, die Mauerwerksscheiben dienen als Schubaussteifung.
- Aufbringung von Verstärkungsschalen aus Stahl- oder Spritzbeton. (Abbildung 44)
Ausführung mit durchgehender Bewehrung und Ankern.

Nachfolgend werden die oben angeführten Verstärkungsmassnahmen dargestellt (die Aufzählung beinhaltet nur die wichtigsten Verfahren ohne Anspruch auf Vollständigkeit):

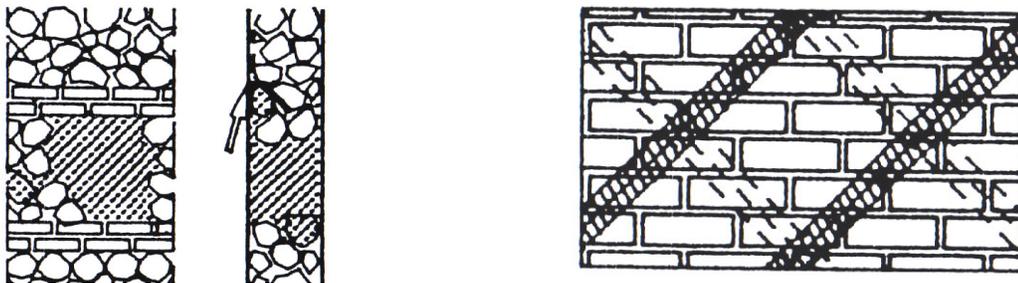


Abbildung 41: Mauerwerksinjektion [41, S. 25]

Abbildung 42: Bewehrung in Wandebene [41, S. 25]

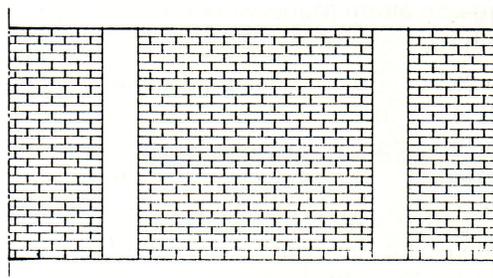


Abbildung 43: Stahlbetonstützen [42, S. 11]

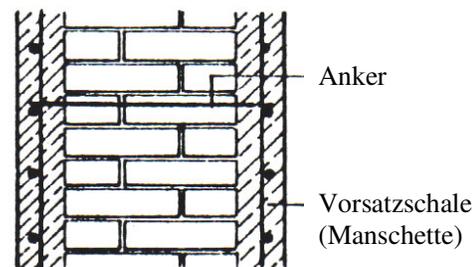


Abbildung 44: Stahlbetonschale (Manschette) [42, S. 11]

Auf die Lastableitung der bestehenden Tragstruktur in die zur Verstärkung eingebauten Tragglieder höherer Tragkraft (z. B. Stahlbetonstützen) ist besonderes Augenmerk zu richten!

Die Auswahl des jeweils geeignetsten Verfahrens muß unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten (mögliche Zugänglichkeit zum Fundamentkörper), der bei der Errichtung des zu sanierenden Objektes verwendeten Materialien und deren Werkstoffeigenschaften und unter dem Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit erfolgen.

6.4. Berechnungsgrundlagen

6.4.1. Technische Daten der zur Anwendung kommenden Pfahlsysteme

Für die Berechnung der Fundamentunterfangung beider Häuser werden nachfolgend die erforderlichen technischen Daten der verschiedenen Kleinbohrpfahlsysteme angegeben.

ISCHEBECK® - Ankerpfahl TITAN

Stahlgüte: Feinkornbaustahl S 460 (Streckgrenze $f_y = 46,00 \text{ kN/cm}^2$)

Tabelle 71: Technische Daten ISCHEBECK® - Ankerpfahl TITAN [15, S. 26]

Anker-/Pfahltyp	Einheit	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/53
Außendurchmesser	mm	30	40	40	52	73
Außendurchmesser für statische Berechnung	mm	26,2	36,4	37,1	48,8	69,9
Innendurchmesser	mm	11	20	16	26	53
zul. Belastung auf Zug und Druck.	kN	150	240	300	400	554
zu. Querkraft	kN	88	136	164	240	329
Bruchlast	kN	320	539	660	929	1060
Gewicht	kg/m	3,5	5,6	6,9	10,5	12,8
kleinster Querschnitt	mm ²	446	726	879	1337	1631
Kraft an der Fließgrenze	kN	260	430	525	730	970
Streckgrenzenspannung bei 0,2 % Dehnung	N/mm ²	580	590	590	550	590
Trägheitsmoment	cm ⁴	2,24	7,82	8,98	25,6	78,5
Widerstandsmoment	cm ³	1,71	4,31	4,84	10,5	22,4
Plastisches Widerstandsmoment	cm ³	2,78	6,7	7,83	16,44	32,1
Zulässiges Torsionsmoment	Nm	649	1506	1784	3216	8202
Zulässige Schlagenergie Joule	Nm	84	145	145	400	610
Drehrichtung		links	links	links	rechts	rechts

GEWI® und GEWI® Plus - Pfahl

Stahlgüte: S 500 bzw. S 670 (Streckgrenze $f_y = 50,00$ bzw. $67,00 \text{ kN/cm}^2$)

Tabelle 72: Technische Daten GEWI® und GEWI® Plus - Pfahl [43, S. 32]

Bezeichnung	Nenndurchmesser [mm]	Stahlgüte [N/mm ²]	Querschnittsfläche [mm ²]	Last an der Streckgrenze [kN]	Bruchlast [kN]
GEWI® - Stab mit Linksgewinde	32	500/550	804	402	442
	40	500/550	1257	628	691
	50	500/550	1963	982	1080
	63,5	555/700	3167	1758	2217
GEWI® Plus - Stab mit Rechtsgewinde	28	670/800	616	413	493
	30	670/800	707	474	565
	35	670/800	962	645	770
	43	670/800	1452	973	1162
	57,5	670/800	2597	1740	2077
	63,5	670/800	3167	2122	2534

6.4.2. Berechnungsansätze für den Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit der Pfähle

Die Planung und Bemessung der Fundamentunterfangung mit Kleinbohr- bzw. Mikropfählen wird durch die geltenden Eurocodes geregelt.

Unterschieden werden die Nachweise der inneren Tragfähigkeit des Pfahlschaftes abhängig vom Pfahlwerkstoff (Stahlpfahl, Stahlbetonpfahl, Verbundpfahl) und der äußeren Tragfähigkeit der Lastübertragung vom Pfahl auf den Boden in Abhängigkeit der umgebenden Bodenschichten, welche im Allgemeinen (bei größeren Tragglied - Durchmessern) maßgebend sein werden.

Die Berechnung der äußeren Tragfähigkeit erfolgt unter der Annahme einer ausreichenden undrännierten Scherfestigkeit von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ unter Vernachlässigung des Pfahlknickens, welches im Kapitel 7 gesondert behandelt wird.

1. Nachweis der inneren Tragfähigkeit:

Für den Nachweis der inneren Tragfähigkeit kommen in Abhängigkeit des verwendeten Pfahlmaterials folgende Normen zur Anwendung:

- Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonpfähle - ÖNORM EN 1992-3 (EC3)
- Stahlpfähle - ÖNORM EN 1993-1-1 (EC3)
- Verbundpfähle - ÖNORM EN 1994-1-1 (EC4)

Vereinfachend wird für die Berechnung der inneren Tragfähigkeit der bei Verpresspfählen vorhandene Verbundquerschnitt zwischen dem Stahltragglied und dem umgebenden Zementmörtel auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt, es wird nur der Querschnitt des Stahltraggliedes zum Ansatz gebracht.

Die Ermittlung der inneren Tragfähigkeit erfolgt für das Musterbeispiel bei der Verwendung von Kleinbohrpfählen mit GEWI- bzw. ISCHEBECK - Traggliedern aus Stahl daher nach ÖNORM EN 1993-1-1 entsprechend den Formeln für Druckbeanspruchung von Querschnitten ohne Berücksichtigung des Stabknickens. [28, S. 53]

Der Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft N_{Ed} muss in jedem Querschnitt folgenden Nachweis erfüllen:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (9)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (10)$$

N_{Ed} ... Bemessungswert der axialen Pfahldruckkraft (= Fundamentlast)

$N_{c,Rd}$... Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit des Bohrpfahles (bzw. des Stahltraggliedes)

A ... Querschnittsfläche des Stahltraggliedes

f_y ... Streckgrenze in Abhängigkeit der Stahlgüte des Traggliedes

γ_{M0} ... Teilsicherheitsbeiwert

2. Nachweis der äußeren Tragfähigkeit:

Der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit erfolgt nach ÖNORM EN 1997-1 (EC1). Der nationale Anhang zu dieser Norm wurde als ENTWURF ÖNORM B 1997-1 (nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen) am 01.09.2006 veröffentlicht. Darin sind Festlegungen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Pfahlgründungen (auch von Mikropfählen) enthalten.

Zum Nachweis, dass die Pfahlgründung die Bemessungslast mit angemessener Sicherheit gegen ein Versagen unter Druck übertragen kann, ist laut ÖNORM EN 1997-1 folgende Ungleichung zu erfüllen: [9]

$$N_{cd} \leq N_{c,Rd} \quad (11)$$

N_{cd} ... Bemessungswert der axialen Pfahldruckkraft (Äußere Tragfähigkeit)

$N_{c,Rd}$... Bemessungswert der Summe aller Komponenten der axialen Pfahlwiderstände

Die Bemessungswerte werden mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 73 ermittelt. Aufgrund der im vorliegenden Beispiel vorgesehenen Herstellung der Pfähle im Bohrverfahren wurden die untenstehenden Werte nur für Bohrpfähle angegeben (siehe ENTWURF ÖNORM B 1997-1 - Tabelle 6). [17, S. 8]

Tabelle 73: Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Bohrpfähle [17, S. 8]

ENTWURF ÖNORM B 1997-1	Spitzendruck γ_b	Mantelreibung (Druck) γ_s	Gesamtwiderstand (Druck) γ_t
Bohrpfähle	1,10	1,10	1,10

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit ergibt sich nach ÖNORM EN 1997-1 zu: [9, S. 86]

$$R_{ck} = R_{bk} + R_{sk} \quad (12)$$

R_{ck} ... charakteristischer Druckpfahlwiderstand

R_{bk} ... charakteristischer Pfahlfußwiderstand aus Spitzendruck

R_{sk} ... charakteristischer Pfahlmantelwiderstand aus Mantelreibung

R_{cd} ... Bemessungswert Druckpfahlwiderstand

R_{bd} ... Bemessungswert Pfahlfußwiderstand aus Spitzendruck

R_{sd} ... Bemessungswert Pfahlfußwiderstand aus Mantelreibung

A_b ... Pfahlfußfläche

A_{si} ... Pfahlmantelfläche in der Schicht i

q_{bk} ... charakteristischer Wert des Spitzendrucks

q_{sik} ... charakteristischer Wert der Mantelreibung

Der Bemessungswiderstand (Bemessungswert der Tragfähigkeit) R_{cd} ergibt sich zu: [9, S. 86]

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (13)$$

$$R_{cd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

$$R_{bk} = A_b \cdot q_{bk} \quad \text{und} \quad R_{sk} = \sum_i A_{si} \cdot q_{sik} \quad (15)$$

Die Grenzmantelreibungswerte für die jeweiligen Bodenschichten werden für das vorliegende Beispiel nach DIN 1054 angenommen, in der Praxis sind teilweise viel höhere Werte erreichbar. [10, S. 103]

Um eine wirtschaftliche Bemessung der Pfähle durchführen zu können, empfiehlt es sich bei größeren Bauvorhaben, Pfahlprobelastungen durchzuführen, um die tatsächliche Tragfähigkeit des Baugrundes bestmöglich bestimmen zu können. Aufgrund des geringen Stabdurchmessers ist der Spitzenwiderstand des Pfahlfußes vernachlässigbar klein, er wird deshalb in der Berechnung nicht berücksichtigt.

Tabelle 74: Grenzmantelreibungswerte q_{sk} für Verpresspfähle nach DIN 1054 [10, S. 103]

Bodenart	Grenzmantelreibung q_{sk} [MN/m ²]
Mittel- und Grobkies ¹⁾	0,20
Sand- und Kiessand ¹⁾	0,15
bindiger Boden ²⁾	0,10
¹⁾ Lagerungsdichte $D \geq 0,4$ (nach DIN 18126) bzw. Spitzenwiderstand $q_c \geq 10 \text{ MN/m}^2$ der Drucksonde ²⁾ Konsistenzzahl $I_c \approx 1,0$ (nach DIN 18122-1) bzw. Scherfestigkeit im undrained Zustand $c_{u,k} \geq 150 \text{ kN/m}^2$	

Die Berechnung der erforderlichen Pfahlanzahl pro Meter Fundament erfolgt in tabellarischer Form mit den oben angeführten Bemessungsansätzen sowie den technischen Daten der Pfahlsysteme aus Kapitel 6.4.1. Variiert werden dabei die Pfahltypen, die Stabdurchmesser, die Neigung der Pfähle zur Lotrechten sowie die Pfahllängen (bzw. die Einbindetiefe in die tragfähige Kiesschicht).

6.5. Pfahlbemessung

6.5.1. Pfahlgeometrie für die Mittelmauern von Haus 1 und Haus 2

Für die Unterfangung der Mittelmauern sowie der hofseitigen Außenmauern mit beidseitiger Zugangsmöglichkeit kommt untenstehende Pfahlanordnung (Schrägpfähle) zur Ausführung.

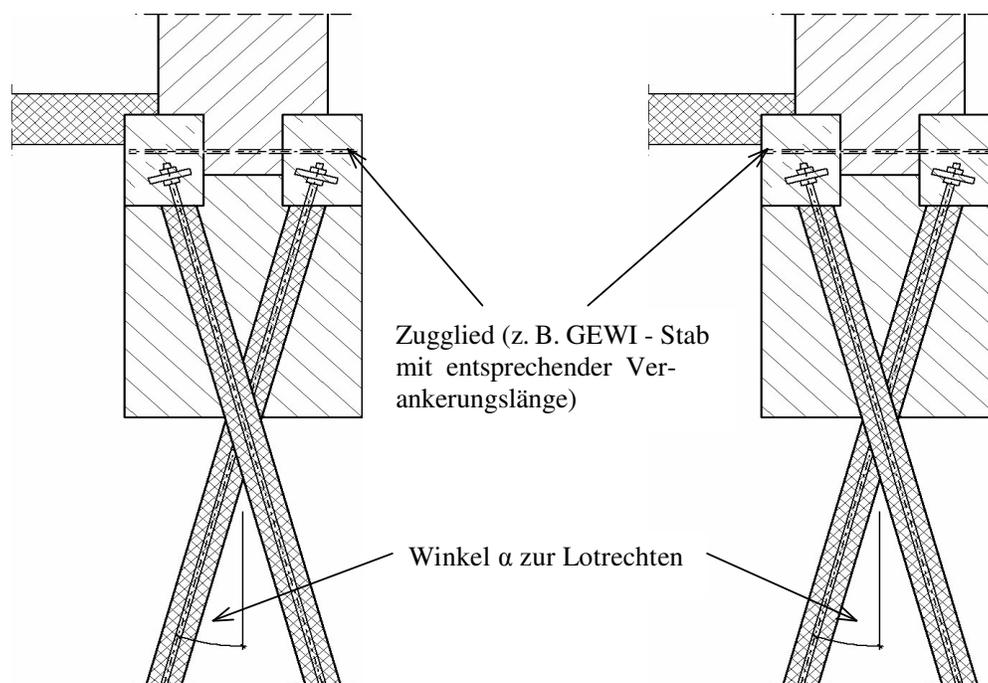


Abbildung 45: Unterfangung der Mittelmauern bzw. der beidseitig zugänglichen Außenmauern

6.5.2. Pfahlgeometrie für die Außenmauern an der Grundgrenze von Haus 1 und Haus 2

Das zufolge der Lastexzentrizität resultierende Moment im Pfahlkopf (siehe Abbildung 34) kann von den schlanken Pfählen nicht aufgenommen werden. Mittels Stahlzuggliedern wird die auftretende Kraft in die weiter hinten liegenden Bodenschichten verankert. Die Verankerung kann in Abhängigkeit des zur Verfügung stehenden Abstandes zwischen Außen- und Mittelmauer beispielsweise durch betonierte Querscheiben erfolgen über die die auftretenden Zugkräfte in den anstehenden Boden eingeleitet werden. Die Belastung der lotrechten Pfähle entspricht in diesem Fall der Last pro Laufmeter Fundament.

6.5.3. Eingangsdaten aus der Lastermittlung

Eingangsdaten für die Pfahlbemessung sind die in Kapitel 5 ermittelten Fundamentlasten (siehe Tabelle 62) der sanierten Objekte.

Tabelle 75: Zusammenstellung Fundamentlasten

Bauteil	V _{sd} [kN]
Außenmauer Haus 1	479
Mittelmauer Haus 1	717
Außenmauer Haus 2	369
Mittelmauer Haus 2	603

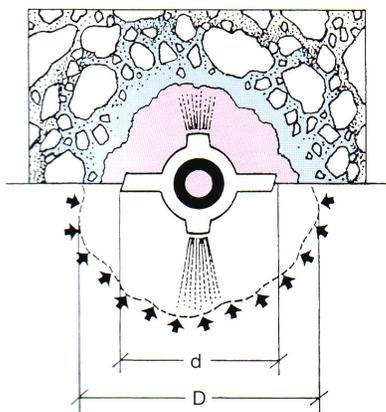
6.5.4. Bestimmung der Pfahldurchmesser

Der für die Berechnung der äußeren Tragfähigkeit erforderliche Pfahldurchmesser bzw. Verpresskörperdurchmesser ist abhängig vom verwendeten Bohrkronendurchmesser bei ISCHEBECK - Pfählen (Tragglied = Bohrrohr) und abhängig vom Bohrrohrdurchmesser bei GEWI - Pfählen.

Die Ermittlung der Pfahldurchmesser wird nachfolgend für beide Pfahlsysteme dargestellt:

1. Pfahldurchmesser ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN

Für den Ankerpfahl - TITAN werden in den Produktunterlagen der Firma ISCHEBECK Richtwerte angegeben. Der Pfahldurchmesser errechnet sich aus dem Durchmesser der zum Einsatz kommenden Bohrkronen multipliziert mit einem vom anstehenden Bodentyp abhängigen Faktor. (siehe Tabelle 76)



d ... Durchmesser Bohrkronen [cm]
D ... Durchmesser Verpresskörper [cm]

Abbildung 46: Bestimmung Pfahldurchmesser [15, S. 6]

	Kronentyp: Lehmbohrkrone:	Einsatzbereich: Lehm, sandig-bindiger Mischboden ohne Hindernisse < 50 S.P.T.
	Kreuzbohrkrone:	Dicht gelagerter Sand und Kies mit Hindernissen > 50 S.P.T.
	Warzenbohrkrone:	Verwitterter Fels, Phylit, Schiefer, Tonstein; Festigkeit < 70 MPa
	Hartmetall-Kreuzbohrkrone:	Dolomit, Granit, Sandstein; Festigkeit 70-150 MPa
	Hartmetall-Warzenbohrkrone:	Bewehrter Beton oder Fels, Vorkernen; Festigkeit > 70 MPa
	Hartmetall-Stufenbohrkrone:	Bei Trennflächen im Boden und für richtungsstabile Bohrungen (Abweichung < 2 % der Länge und Lafetten < 4, 2m)

Abbildung 47: Bohrkronen Ankerpfahl - TITAN [15, S. 8]

Tabelle 76: Ermittlung Verpresskörperdurchmesser [15, S. 6]

$D > 2,0 * d$ für Kies
$D > 1,5 * d$ für Sand
$D > 1,4 * d$ für Sand - Lehm
$D > 1,0 * d$ für verwitterten Fels

Abhängig von der Pfahldimension und des Bodens kommen unterschiedliche Bohrkronen zur Anwendung. In Tabelle 77 sind auszugswise die für die jeweiligen Pfahlquerschnitte bestimmten Bohrkronen und die daraus resultierenden Verpresskörperdurchmesser angegeben.

Tabelle 77: Bohrpfahldurchmesser ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN

Bohrkronentyp und Durchmesser aus ISCHEBECK - Produktliste [44]

(*) Gerundet auf ganze cm

Pfahltyp	Bohrkronentyp	d [cm]	(*) D = 2,0 * d [cm]
TITAN 30/11	Warzenbohrkrone	5,10	10
	Warzenbohrkrone	5,50	11
	Kreuzbohrkrone	7,60	15
	Kreuzbohrkrone	9,00	18
TITAN 40/20	Warzenbohrkrone	7,00	14
	Kreuzbohrkrone	9,00	18
	Kreuzbohrkrone	11,50	23
TITAN 40/16	Warzenbohrkrone	7,00	14
	Kreuzbohrkrone	9,00	18
	Kreuzbohrkrone	11,50	23
TITAN 52/26	Kreuzbohrkrone	11,50	23
	Kreuzbohrkrone	13,00	26
TITAN 73/53	Kreuzbohrkrone	11,50	23
	Kreuzbohrkrone	13,00	26

2. Pfahldurchmesser GEWI - Pfahl

Bei der Anwendung des GEWI - Pfahls entspricht der Pfahldurchmesser (Verpresskörperdurchmesser) dem Durchmesser der Bohrröhre welche je nach Herstellerfirma unterschiedliche Dimensionen und Bezeichnungen aufweisen. Vereinfacht wird für die folgenden Berechnungen mit den in Tabelle 78 angegebenen Bohrröhr- bzw. Verpresskörperdurchmessern gerechnet.

Tabelle 78: Bohrpfahldurchmesser GEWI - Pfahl

Pfahltyp	D [cm]
GEWI (LG) 32	14
	18
GEWI (LG) 40	16
	20
GEWI (LG) 50	20
	24
GEWI (RG) 28	12
	16
GEWI (RG) 30	14
	18
GEWI (RG) 35	16
	20
GEWI (RG) 43	18
	22
GEWI (RG) 57,5	20
	24

LG ... Linksgewinde

RG ... Rechtsgewinde

6.5.5. Exemplarische Berechnung der Fundamentunterfangung (Mittelmauer Haus 1)

Die Bemessung der Unterfangung erfolgt beispielhaft für die Mittelmauer von Haus 1 mit den Lasten des sanierten Objektes. Der Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit erfolgt schrittweise, die weiteren Varianten werden analog dazu in den darauffolgenden Tabellen berechnet. Anschließend werden zusammenfassend für die verschiedenen Pfahltypen die möglichen Pfahlabstände und Pfahllängen angegeben.

Bemessungsschritte:

Für die Bemessung werden N_{Ed} , $N_{s,Rd}$ und R_{cd} ermittelt, wobei für (wirtschaftliche) Pfahlabstände $l_{max} \geq 1,20$ m die Werte $N_{s,Rd} \geq N_{Ed}$ bzw. $R_{cd} \geq N_{Ed}$ sein müssen.

Für den maßgebenden Wert $R_{cd} = N_{Ed}$ wird die erforderliche Einbindetiefe in die Kiesschicht bestimmt, wobei die Mindestlänge mit 3,00 m angesetzt wird. Für eine gewählte Einbindelänge $l_{Kies\ g.}$ zwischen 3,00 und 5,00 m wird der tatsächlich vorhandene Bemessungswert des Pfahlwiderstandes R_{cd} bestimmt.

Abschließend wird für min. $N_{s,Rd}$ bzw. R_{cd} der maximale Pfahlabstand $e_{max.}$ in Abhängigkeit von Pfahltyp, Neigung und Durchmesser des Verpresskörpers bestimmt.

Abkürzungen:

α ... Pfahlneigung zur Lotrechten [°]

V_{sd} ... Fundamentlasten (Tabelle 62) [kN]

N_{Ed} ... Bemessungswert der axialen Pfahldruckkraft [kN/Pfahl]

A ... Querschnittsfläche des Stahltraggliedes (Tabelle 71 bzw. Tabelle 72) [cm²]

f_y ... Streckgrenze in Abhängigkeit der Stahlgüte des Traggliedes (Tabelle 71 bzw. Tabelle 72)

γ_{M0} ... Teilsicherheitsbeiwert [29]

$N_{s,Rd}$... Bemessungswert des Pfahlbeanspruchbarkeit (innere Tragfähigkeit) [kN]

R_{cd} ... Bemessungswert Druckpfahlwiderstand (äußere Tragfähigkeit) [kN]

R_{sk} ... charakteristischer Pfahlmantelwiderstand aus Mantelreibung [kN]

γ_s ... Teilsicherheitsbeiwert Mantelreibung (Tabelle 73)

q_{sik} ... charakteristischer Wert der Mantelreibung (Tabelle 74) [kN/m²]

d ... Pfahldurchmesser (Tabelle 77 bzw. Tabelle 78) [cm]

d_{Pfahl} ... Durchmesser Verpresskörper [m]

$l_{Kies\ v.}$... Erforderliche Einbindelänge in die tragfähige Kiesschicht [m]

$l_{Kies\ g.}$... Gewählte Einbindelänge in die tragfähige Kiesschicht [m]

Tabelle 79: Exemplarische Berechnung Fundamentunterfangung Mittelmauer Haus 1

Fundamentunterfangung Mittelmauer Haus 1 (nach Sanierung)		
Eingangsdaten		
Pfahlneigung zur Lotrechten $\alpha =$	15	°
Fundamentlast $V_{sd} =$	717	kN
Vertikalkomponente (1/2 Fundamentlast je Pfahl) $V = V_{sd} / 2 =$	359	kN
Horizontalkomponente $H = \tan(\alpha) * V =$	96	kN
<i>(Zerlegung der Fundamentlast V_{sd} in Vertikal- und Horizontal- Komponenten aufgrund der Pfahlneigung - Ermittlung der Last in Achsrichtung)</i>		
Axiale Pfahldruckkraft je Pfahl $N_{Ed} = (V^2 + H^2)^{0,5} =$	371	kN/Pfahl
Nachweis der inneren Tragfähigkeit		
Gewählter Pfahltyp: ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN 52/26		
Querschnittsfläche des Stahltraggliebes $A =$	13,37	cm ²
Streckgrenze $f_y =$	46	kN/cm ²
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M0} =$	1,00	
Bemessungswert Pfahlbeanspruchbarkeit $N_{s,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{M0} =$	615	kN/Pfahl
Nachweis der inneren Tragfähigkeit $N_{Ed} \leq N_{s,Rd}$	ERFÜLLT!!!	
Nachweis der äußeren Tragfähigkeit		
Bemessungswert des Widerstandes $N_{Ed} = R_{cd} = R_{sk} / \gamma_s =$	371	kN/Pfahl
$N_{Ed} = R_{cd} = R_{sk} / \gamma_s = (A_s * q_{sk}) / \gamma_s$		
Teilsicherheitsbeiwert für Mantelreibung $\gamma_s =$	1,10	
$R_{sk} = N_{Ed} * \gamma_s =$	408	kN
Charakteristische Grenzmantelreibung $q_{sk} =$	200	kN/m ²
Fläche Verpresskörper Kiesschicht $A_s = R_{sk} / q_{sk} =$	2,04	m ²
Pfahldurchmesser $d =$	0,23	m
Erforderliche Einbindelänge Kiesschicht $l_{Kies v.} = A_s / (d * \pi) =$	2,83	m
<i>(Ermittlung der Einbindelänge $l_{Kies v.}$ aus der Mantelfläche des Verpresskörpers ($A_s / \text{Umfang des Verpresskörpers} (d * \pi)$))</i>		
Gewählte Einbindelänge Kiesschicht $l_{Kies g.} =$	3,50	m
$A_{s neu} = (d * \pi) * l_{Kies g.} =$	2,53	m ²
$R_{sk} = A_{s neu} * q_{sk} =$	506	kN
Bemessungswert des Druckpfahlwiderstandes $R_{cd} = R_{sk} / \gamma_s =$	460	kN/Pfahl
Nachweis der äußeren Tragfähigkeit $N_{Ed} \leq R_{cd}$	ERFÜLLT!!!	
Ermittlung des maximalen Pfahlabstandes		
Minimum von $N_{s,Rd}$ und $R_{cd} =$	460	kN/Pfahl
<i>[Massgebend für die Bestimmung des max. Pfahlabstandes e_{max} ist die kleinere der vom Tragglied ($N_{s,Rd}$) bzw. vom Verpresskörper (R_{cd}) aufnehmbaren Kraft!]</i>		
Übertragbare Last je Pfahlgruppe $N_{sd} = 2 * \min(N_{s,Rd} \text{ bzw. } R_{cd}) =$	920	kN Ges.
Maximaler Abstand der Pfähle $e_{max} = N_{sd} / (2 * N_{Ed}) =$ (Pfahlabstand gemessen in Fundamentlängsrichtung)	1,24	m

Anmerkung: Die gewählte Einbindelänge wird auf 1/2 m gerundet, wobei bei erforderlichen Einbindelängen $l_{Kies v.} < 3,00$ m eine Mindesteinbindelänge $l_{Kies g.} = 3,50$ m angesetzt wird.

6.6. Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit der Außenmauern

Für die Außenmauern wird angenommen, dass nur eine einseitige Zugangsmöglichkeit gegeben ist (Grundstücksgrenze). Aufgrund der daraus resultierenden lotrechten Pfahlanordnung (siehe Abbildung 34) ergibt sich Pfahlneigungswinkel zu $\alpha = 0^\circ$.

Tabelle 80: Nachweis der inneren Tragfähigkeit Außenmauern Haus 1 und Haus 2

Nachweis der inneren Tragfähigkeit Außenmauern						
Pfahltyp	α [°]	$V_{sd}=N_{Ed}$ [kN]	A [cm ²]	f_y [kN/cm ²]	γ_{M0} [-]	$N_{s,Rd}$ [kN]
Außenmauer HAUS 1						
Ankerpfahl TITAN 30/11	0	479	4,46	46	1	205
Ankerpfahl TITAN 40/20	0	479	7,26	46	1	334
Ankerpfahl TITAN 40/16	0	479	8,79	46	1	404
Ankerpfahl TITAN 52/26	0	479	13,37	46	1	615
Ankerpfahl TITAN 73/53	0	479	16,31	46	1	750
GEWI Linksgewinde D=32	0	479	8,04	50	1	402
GEWI Linksgewinde D=40	0	479	12,57	50	1	629
GEWI Linksgewinde D=50	0	479	19,63	50	1	982
GEWI Rechtsgewinde D=28	0	479	6,16	67	1	413
GEWI Rechtsgewinde D=30	0	479	7,07	67	1	474
GEWI Rechtsgewinde D=35	0	479	9,62	67	1	645
GEWI Rechtsgewinde D=43	0	479	14,52	67	1	973
GEWI Rechtsgewinde D=57,5	0	479	25,97	67	1	1740
Außenmauer HAUS 2						
Ankerpfahl TITAN 30/11	0	369	4,46	46	1	205
Ankerpfahl TITAN 40/20	0	369	7,26	46	1	334
Ankerpfahl TITAN 40/16	0	369	8,79	46	1	404
Ankerpfahl TITAN 52/26	0	369	13,37	46	1	615
Ankerpfahl TITAN 73/53	0	369	16,31	46	1	750
GEWI Linksgewinde D=32	0	369	8,04	50	1	402
GEWI Linksgewinde D=40	0	369	12,57	50	1	629
GEWI Linksgewinde D=50	0	369	19,63	50	1	982
GEWI Rechtsgewinde D=28	0	369	6,16	67	1	413
GEWI Rechtsgewinde D=30	0	369	7,07	67	1	474
GEWI Rechtsgewinde D=35	0	369	9,62	67	1	645
GEWI Rechtsgewinde D=43	0	369	14,52	67	1	973
GEWI Rechtsgewinde D=57,5	0	369	25,97	67	1	1740

Die in den Tabellen 81 bis 88 grau hinterlegten Zahlenwerte stellen für das jeweils betrachtete Fundament die wirtschaftlichsten Ergebnisse (maximaler Pfahlabstand bei möglichst kleinem Pfahldurchmesser und geringer Verpresslänge) in Abhängigkeit vom gewählten Pfahltyp dar.

Die Ergebnisse der einzelnen Fundamente werden im Anschluß in Tabelle 89 zusammengefasst.

Der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit erfolgt für die Außenmauern beider Häuser jeweils für $\alpha = 0^\circ$, $\gamma_s = 1,10$ und $q_{sk} = 200 \text{ kN/m}^2$, diese Werte werden in den Tabellen nicht extra angeführt!

Tabelle 81: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Außenmauer Haus 1

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Außenmauer HAUS 1														
Pfahltyp	N_{Ed} [kN]	R_{sk} [kN]	A_s [m ²]	d_{Pfahl} [m]	$I_{Kies \ v.}$ [m]	$I_{Kies \ g.}$ [m]	$A_{s \ neu}$ [m ²]	R_{sk} [kN]	R_{cd} [kN]	$N_{s,Rd}$ [kN]	$\min N_{s,Rd}$ $\min R_{cd}$	Massg. VK/TG	$N_{sd \ Ges.}$ [kN]	e_{max} [m]
TITAN 30/11	479	527	2,63	0,10	8,22	8,50	2,72	545	495	205	205	TG	410	0,43
	479	527	2,63	0,11	7,62	8,00	2,76	553	503	205	205	TG	410	0,43
	479	527	2,63	0,15	5,51	6,00	2,87	573	521	205	205	TG	410	0,43
	479	527	2,63	0,18	4,66	5,00	2,83	565	514	205	205	TG	410	0,43
TITAN 40/20	479	527	2,63	0,14	5,99	6,50	2,86	572	520	334	334	TG	668	0,70
	479	527	2,63	0,18	4,66	5,00	2,83	565	514	334	334	TG	668	0,70
	479	527	2,63	0,23	3,64	4,00	2,89	578	526	334	334	TG	668	0,70
TITAN 40/16	479	527	2,63	0,14	5,99	6,50	2,86	572	520	404	404	TG	809	0,84
	479	527	2,63	0,18	4,66	5,00	2,83	565	514	404	404	TG	809	0,84
	479	527	2,63	0,23	3,64	4,00	2,89	578	526	404	404	TG	809	0,84
TITAN 52/26	479	527	2,63	0,23	3,64	4,00	2,89	578	526	615	526	VK	1051	1,10
	479	527	2,63	0,26	3,22	4,00	3,27	653	594	615	594	VK	1188	1,24
TITAN 73/53	479	527	2,63	0,23	3,64	4,00	2,89	578	526	750	526	VK	1051	1,10
	479	527	2,63	0,26	3,22	4,00	3,27	653	594	750	594	VK	1188	1,24
GEWI (LG) 32	479	527	2,63	0,14	5,99	6,50	2,86	572	520	402	402	TG	804	0,84
	479	527	2,63	0,18	4,66	5,00	2,83	565	514	402	402	TG	804	0,84
GEWI (LG) 40	479	527	2,63	0,16	5,24	5,50	2,76	553	503	629	503	VK	1005	1,05
	479	527	2,63	0,20	4,19	4,50	2,83	565	514	629	514	VK	1028	1,07
GEWI (LG) 50	479	527	2,63	0,20	4,19	4,50	2,83	565	514	982	514	VK	1028	1,07
	479	527	2,63	0,24	3,49	4,00	3,02	603	548	982	548	VK	1097	1,15
GEWI (RG) 28	479	527	2,63	0,12	6,98	7,50	2,83	565	514	413	413	TG	825	0,86
	479	527	2,63	0,16	5,24	5,50	2,76	553	503	413	413	TG	825	0,86
GEWI (RG) 30	479	527	2,63	0,14	5,99	6,50	2,86	572	520	474	474	TG	947	0,99
	479	527	2,63	0,18	4,66	5,00	2,83	565	514	474	474	TG	947	0,99
GEWI (RG) 35	479	527	2,63	0,16	5,24	5,50	2,76	553	503	645	503	VK	1005	1,05
	479	527	2,63	0,20	4,19	4,50	2,83	565	514	645	514	VK	1028	1,07
GEWI (RG) 43	479	527	2,63	0,18	4,66	5,00	2,83	565	514	973	514	VK	1028	1,07
	479	527	2,63	0,22	3,81	4,50	3,11	622	565	973	565	VK	1131	1,18
GEWI (RG) 57	479	527	2,63	0,20	4,19	4,50	2,83	565	514	1740	514	VK	1028	1,07
	479	527	2,63	0,24	3,49	4,00	3,02	603	548	1740	548	VK	1097	1,15

Die Abkürzungen **TG (Tragglied)** bzw. **VK (Verpresskörper)** geben an, welcher Pfahlteil für die Ermittlung des Pfahlabstandes e_{max} massgebend ist. Ist die aufnehmbare Kraft $N_{s,Rd}$ des Traggliedes (TG) massgebend (d.h. die kleinere der beiden Kräfte), können auch durch Erhöhung der Einbindelängen $I_{Kies \ g.}$ keine größeren Pfahlkräfte übertragen werden. Wenn die vom Verpresskörper (VK) übertragbare Kraft R_{cd} massgebend ist kann durch Erhöhung der Einbindelängen $I_{Kies \ g.}$ so lange die Tragfähigkeit des Pfahles gesteigert werden, bis die Grenztragfähigkeit des Traggliedes $N_{s,Rd}$ erreicht wird.

Tabelle 82: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Außenmauer Haus 2

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Außenmauer HAUS 2														
Pfalhtyp	N_{Ed}	R_{sk}	A_s	d_{Pfalh}	$l_{Kies v.}$	$l_{Kies g.}$	$A_{s neu}$	R_{sk}	R_{cd}	$N_{s,Rd}$	$\min N_{s,Rd}$	Massg. VK/TG	$N_{sd Ges.}$	e_{max}
	[kN]	[kN]	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[kN]	[kN]	[kN]	$\min R_{cd}$		[kN]	[m]
TITAN 30/11	369	406	2,03	0,10	6,33	6,50	2,08	417	379	205	205	TG	410	0,56
	369	406	2,03	0,11	5,87	6,00	2,07	415	377	205	205	TG	410	0,56
	369	406	2,03	0,15	4,25	4,50	2,15	430	391	205	205	TG	410	0,56
	369	406	2,03	0,18	3,59	4,00	2,26	452	411	205	205	TG	410	0,56
TITAN 40/20	369	406	2,03	0,14	4,61	5,00	2,20	440	400	334	334	TG	668	0,91
	369	406	2,03	0,18	3,59	4,00	2,26	452	411	334	334	TG	668	0,91
	369	406	2,03	0,23	2,81	3,50	2,53	506	460	334	334	TG	668	0,91
TITAN 40/16	369	406	2,03	0,14	4,61	5,00	2,20	440	400	404	400	VK	800	1,08
	369	406	2,03	0,18	3,59	4,00	2,26	452	411	404	404	TG	809	1,10
	369	406	2,03	0,23	2,81	3,50	2,53	506	460	404	404	TG	809	1,10
TITAN 52/26	369	406	2,03	0,23	2,81	3,50	2,53	506	460	615	460	VK	920	1,25
	369	406	2,03	0,26	2,48	3,50	2,86	572	520	615	520	VK	1040	1,41
TITAN 73/53	369	406	2,03	0,23	2,81	3,50	2,53	506	460	750	460	VK	920	1,25
	369	406	2,03	0,26	2,48	3,50	2,86	572	520	750	520	VK	1040	1,41
GEWI (LG) 32	369	406	2,03	0,14	4,61	5,00	2,20	440	400	402	400	VK	800	1,08
	369	406	2,03	0,18	3,59	4,00	2,26	452	411	402	402	TG	804	1,09
GEWI (LG) 40	369	406	2,03	0,16	4,03	4,50	2,26	452	411	629	411	VK	823	1,12
	369	406	2,03	0,20	3,23	4,00	2,51	503	457	629	457	VK	914	1,24
GEWI (LG) 50	369	406	2,03	0,20	3,23	4,00	2,51	503	457	982	457	VK	914	1,24
	369	406	2,03	0,24	2,69	3,50	2,64	528	480	982	480	VK	960	1,30
GEWI (RG) 28	369	406	2,03	0,12	5,38	5,50	2,07	415	377	413	377	VK	754	1,02
	369	406	2,03	0,16	4,03	4,50	2,26	452	411	413	411	VK	823	1,12
GEWI (RG) 30	369	406	2,03	0,14	4,61	5,00	2,20	440	400	474	400	VK	800	1,08
	369	406	2,03	0,18	3,59	4,00	2,26	452	411	474	411	VK	823	1,12
GEWI (RG) 35	369	406	2,03	0,16	4,03	4,50	2,26	452	411	645	411	VK	823	1,12
	369	406	2,03	0,20	3,23	4,00	2,51	503	457	645	457	VK	914	1,24
GEWI (RG) 43	369	406	2,03	0,18	3,59	4,00	2,26	452	411	973	411	VK	823	1,12
	369	406	2,03	0,22	2,93	3,50	2,42	484	440	973	440	VK	880	1,19
GEWI (RG) 57	369	406	2,03	0,20	3,23	4,00	2,51	503	457	1740	457	VK	914	1,24
	369	406	2,03	0,24	2,69	3,50	2,64	528	480	1740	480	VK	960	1,30

6.7. Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit der Mittelmauern

Tabelle 83: Nachweis der inneren Tragfähigkeit Mittelmauern Haus 1 und Haus 2

Nachweis der inneren Tragfähigkeit Mittelmauer HAUS 1									
Pfahltyp	α [°]	V_{sd} [kN]	V [kN]	H [kN]	N_{Ed} [kN]	A [cm ²]	f_y [kN/cm ²]	γ_{M0} [-]	$N_{s,Rd}$ [kN]
Mittelmauer HAUS 1									
Ankerpfahl TITAN 30/11	10	717	359	63	364	4,46	46	1	205
	15	717	359	96	371	4,46	46	1	205
Ankerpfahl TITAN 40/20	10	717	359	63	364	7,26	46	1	334
	15	717	359	96	371	7,26	46	1	334
Ankerpfahl TITAN 40/16	10	717	359	63	364	8,79	46	1	404
	15	717	359	96	371	8,79	46	1	404
Ankerpfahl TITAN 52/26	10	717	359	63	364	13,37	46	1	615
	15	717	359	96	371	13,37	46	1	615
Ankerpfahl TITAN 73/53	10	717	359	63	364	16,31	46	1	750
	15	717	359	96	371	16,31	46	1	750
GEWI Linksgewinde D=32	10	717	359	63	364	8,04	50	1	402
	15	717	359	96	371	8,04	50	1	402
GEWI Linksgewinde D=40	10	717	359	63	364	12,57	50	1	629
	15	717	359	96	371	12,57	50	1	629
GEWI Linksgewinde D=50	10	717	359	63	364	19,63	50	1	982
	15	717	359	96	371	19,63	50	1	982
GEWI Rechtsgewinde D=28	10	717	359	63	364	6,16	67	1	413
	15	717	359	96	371	6,16	67	1	413
GEWI Rechtsgewinde D=30	10	717	359	63	364	7,07	67	1	474
	15	717	359	96	371	7,07	67	1	474
GEWI Rechtsgewinde D=35	10	717	359	63	364	9,62	67	1	645
	15	717	359	96	371	9,62	67	1	645
GEWI Rechtsgewinde D=43	10	717	359	63	364	14,52	67	1	973
	15	717	359	96	371	14,52	67	1	973
GEWI Rechtsgewinde D=57,5	10	717	359	63	364	25,97	67	1	1740
	15	717	359	96	371	25,97	67	1	1740

Tabelle 84: Nachweis der inneren Tragfähigkeit Mittelmauern HAUS 1 und HAUS 2

Nachweis der inneren Tragfähigkeit Mittelmauer HAUS 2									
Pfahltyp	α [°]	V_{sd} [kN]	V [kN]	H [kN]	N_{Ed} [kN]	A [cm ²]	f_y [kN/cm ²]	γ_{M0} [-]	$N_{s,Rd}$ [kN]
Mittelmauer HAUS 2									
Ankerpfahl TITAN 30/11	10	603	301	53	306	4,46	46	1	205
	15	603	301	81	312	4,46	46	1	205
Ankerpfahl TITAN 40/20	10	603	301	53	306	7,26	46	1	334
	15	603	301	81	312	7,26	46	1	334
Ankerpfahl TITAN 40/16	10	603	301	53	306	8,79	46	1	404
	15	603	301	81	312	8,79	46	1	404
Ankerpfahl TITAN 52/26	10	603	301	53	306	13,37	46	1	615
	15	603	301	81	312	13,37	46	1	615
Ankerpfahl TITAN 73/53	10	603	301	53	306	16,31	46	1	750
	15	603	301	81	312	16,31	46	1	750
GEWI Linksgewinde D=32	10	603	301	53	306	8,04	50	1	402
	15	603	301	81	312	8,04	50	1	402
GEWI Linksgewinde D=40	10	603	301	53	306	12,57	50	1	629
	15	603	301	81	312	12,57	50	1	629
GEWI Linksgewinde D=50	10	603	301	53	306	19,63	50	1	982
	15	603	301	81	312	19,63	50	1	982
GEWI Rechtsgewinde D=28	10	603	301	53	306	6,16	67	1	413
	15	603	301	81	312	6,16	67	1	413
GEWI Rechtsgewinde D=30	10	603	301	53	306	7,07	67	1	474
	15	603	301	81	312	7,07	67	1	474
GEWI Rechtsgewinde D=35	10	603	301	53	306	9,62	67	1	645
	15	603	301	81	312	9,62	67	1	645
GEWI Rechtsgewinde D=43	10	603	301	53	306	14,52	67	1	973
	15	603	301	81	312	14,52	67	1	973
GEWI Rechtsgewinde D=57,5	10	603	301	53	306	25,97	67	1	1740
	15	603	301	81	312	25,97	67	1	1740

Tabelle 85: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 1 (ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN)

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer HAUS 1															
Pfahltyp	α [°]	N_{Ed} [kN]	R_{sk} [kN]	A_s [m ²]	d_{Pfahl} [m]	$l_{Kies v.}$ [m]	$l_{Kies g.}$ [m]	$A_{s neu}$ [m ²]	R_{sk} [kN]	R_{cd} [kN]	$N_{s,Rd}$ [kN]	$\min N_{s,Rd}$ $\min R_{cd}$	Massg. VK/TG	$N_{sd Ges.}$ [kN]	e_{max} [m]
TITAN 30/11	10	364	401	2,00	0,10	6,25	6,50	2,08	417	379	205	205	TG	410	0,56
	15	371	408	2,04	0,10	6,37	6,50	2,08	417	379	205	205	TG	410	0,55
	10	364	401	2,00	0,11	5,80	6,00	2,07	415	377	205	205	TG	410	0,56
	15	371	408	2,04	0,11	5,91	6,00	2,07	415	377	205	205	TG	410	0,55
	10	364	401	2,00	0,15	4,19	4,50	2,15	430	391	205	205	TG	410	0,56
	15	371	408	2,04	0,15	4,28	4,50	2,15	430	391	205	205	TG	410	0,55
	10	364	401	2,00	0,18	3,54	4,00	2,26	452	411	205	205	TG	410	0,56
	15	371	408	2,04	0,18	3,61	4,00	2,26	452	411	205	205	TG	410	0,55
TITAN 40/20	10	364	401	2,00	0,14	4,55	5,00	2,20	440	400	334	334	TG	668	0,92
	15	371	408	2,04	0,14	4,64	5,00	2,20	440	400	334	334	TG	668	0,90
	10	364	401	2,00	0,18	3,54	4,00	2,26	452	411	334	334	TG	668	0,92
	15	371	408	2,04	0,18	3,61	4,00	2,26	452	411	334	334	TG	668	0,90
	10	364	401	2,00	0,23	2,77	3,50	2,53	506	460	334	334	TG	668	0,92
	15	371	408	2,04	0,23	2,83	3,50	2,53	506	460	334	334	TG	668	0,90
TITAN 40/16	10	364	401	2,00	0,14	4,55	5,00	2,20	440	400	404	400	VK	800	1,10
	15	371	408	2,04	0,14	4,64	5,00	2,20	440	400	404	400	VK	800	1,08
	10	364	401	2,00	0,18	3,54	4,00	2,26	452	411	404	404	TG	809	1,11
	15	371	408	2,04	0,18	3,61	4,00	2,26	452	411	404	404	TG	809	1,09
	10	364	401	2,00	0,23	2,77	3,50	2,53	506	460	404	404	TG	809	1,11
	15	371	408	2,04	0,23	2,83	3,50	2,53	506	460	404	404	TG	809	1,09
TITAN 52/26	10	364	401	2,00	0,23	2,77	3,50	2,53	506	460	615	460	VK	920	1,26
	15	371	408	2,04	0,23	2,83	3,50	2,53	506	460	615	460	VK	920	1,24
	10	364	401	2,00	0,26	2,45	3,50	2,86	572	520	615	520	VK	1040	1,43
	15	371	408	2,04	0,26	2,50	3,50	2,86	572	520	615	520	VK	1040	1,40
TITAN 73/53	10	364	401	2,00	0,23	2,77	3,50	2,53	506	460	750	460	VK	920	1,26
	15	371	408	2,04	0,23	2,83	3,50	2,53	506	460	750	460	VK	920	1,24
	10	364	401	2,00	0,26	2,45	3,50	2,86	572	520	750	520	VK	1040	1,43
	15	371	408	2,04	0,26	2,50	3,50	2,86	572	520	750	520	VK	1040	1,40

Tabelle 86: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 1 (GEWI - Pfahl)

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer HAUS 1															
Pfahltyp	α [°]	N_{Ed} [kN]	R_{sk} [kN]	A_s [m ²]	$d_{P\text{fahl}}$ [m]	$l_{Kies\ v.}$ [m]	$l_{Kies\ g.}$ [m]	$A_{s\ neu}$ [m ²]	R_{sk} [kN]	R_{cd} [kN]	$N_{s,Rd}$ [kN]	$\min N_{s,Rd}$ $\min R_{cd}$	Massg. VK/TG	$N_{sd\ Ges.}$ [kN]	e_{max} [m]
GEWI (LG) D=32	10	364	401	2,00	0,14	4,55	5,00	2,20	440	400	402	400	VK	800	1,10
	15	371	408	2,04	0,14	4,64	5,00	2,20	440	400	402	400	VK	800	1,08
	10	364	401	2,00	0,18	3,54	4,00	2,26	452	411	402	402	TG	804	1,10
	15	371	408	2,04	0,18	3,61	4,00	2,26	452	411	402	402	TG	804	1,08
GEWI (LG) D=40	10	364	401	2,00	0,16	3,98	4,50	2,26	452	411	629	411	VK	823	1,13
	15	371	408	2,04	0,16	4,06	4,50	2,26	452	411	629	411	VK	823	1,11
	10	364	401	2,00	0,20	3,19	3,50	2,20	440	400	629	400	VK	800	1,10
	15	371	408	2,04	0,20	3,25	3,50	2,20	440	400	629	400	VK	800	1,08
GEWI (LG) D=50	10	364	401	2,00	0,20	3,19	3,50	2,20	440	400	982	400	VK	800	1,10
	15	371	408	2,04	0,20	3,25	3,50	2,20	440	400	982	400	VK	800	1,08
	10	364	401	2,00	0,24	2,66	3,50	2,64	528	480	982	480	VK	960	1,32
	15	371	408	2,04	0,24	2,71	3,50	2,64	528	480	982	480	VK	960	1,29
GEWI (RG) D=28	10	364	401	2,00	0,12	5,31	5,50	2,07	415	377	413	377	VK	754	1,04
	15	371	408	2,04	0,12	5,42	5,50	2,07	415	377	413	377	VK	754	1,02
	10	364	401	2,00	0,16	3,98	4,50	2,26	452	411	413	411	VK	823	1,13
	15	371	408	2,04	0,16	4,06	4,50	2,26	452	411	413	411	VK	823	1,11
GEWI (RG) D=30	10	364	401	2,00	0,12	5,31	5,00	1,88	377	343	474	343	VK	685	0,94
	15	371	408	2,04	0,12	5,42	5,00	1,88	377	343	474	343	VK	685	0,92
	10	364	401	2,00	0,14	4,55	5,00	2,20	440	400	474	343	VK	685	0,94
	15	371	408	2,04	0,14	4,64	5,00	2,20	440	400	474	343	VK	685	0,92
	10	364	401	2,00	0,18	3,54	4,00	2,26	452	411	474	343	VK	685	0,94
	15	371	408	2,04	0,18	3,61	4,00	2,26	452	411	474	343	VK	685	0,92
GEWI (RG) D=35	10	364	401	2,00	0,16	3,98	4,50	2,26	452	411	645	411	VK	823	1,13
	15	371	408	2,04	0,16	4,06	4,50	2,26	452	411	645	411	VK	823	1,11
	10	364	401	2,00	0,20	3,19	3,50	2,20	440	400	645	400	VK	800	1,10
	15	371	408	2,04	0,20	3,25	3,50	2,20	440	400	645	400	VK	800	1,08
GEWI (RG) D=43	10	364	401	2,00	0,18	3,54	4,00	2,26	452	411	973	411	VK	823	1,13
	15	371	408	2,04	0,18	3,61	4,00	2,26	452	411	973	411	VK	823	1,11
	10	364	401	2,00	0,22	2,90	3,50	2,42	484	440	973	440	VK	880	1,21
	15	371	408	2,04	0,22	2,95	3,50	2,42	484	440	973	440	VK	880	1,18
GEWI (RG) D=57,5	10	364	401	2,00	0,20	3,19	3,50	2,20	440	400	1740	400	VK	800	1,10
	15	371	408	2,04	0,20	3,25	3,50	2,20	440	400	1740	400	VK	800	1,08
	10	364	401	2,00	0,24	2,66	3,50	2,64	528	480	1740	480	VK	960	1,32
	15	371	408	2,04	0,24	2,71	3,50	2,64	528	480	1740	480	VK	960	1,29

Tabelle 87: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 2 (ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN)

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer HAUS 2															
Pfahltyp	α [°]	N_{Ed} [kN]	R_{sk} [kN]	A_s [m ²]	d_{Pfahl} [m]	$l_{Kies v.}$ [m]	$l_{Kies g.}$ [m]	$A_{s neu}$ [m ²]	R_{sk} [kN]	R_{cd} [kN]	$N_{s,Rd}$ [kN]	$\min N_{s,Rd}$ $\min R_{cd}$	Massg. VK/TG	$N_{sd Ges.}$ [kN]	e_{max} [m]
TITAN 30/11	10	306	337	1,68	0,10	5,25	6,00	1,92	385	350	205	205	TG	410	0,67
	15	312	343	1,72	0,10	5,35	6,00	1,92	385	350	205	205	TG	410	0,66
	10	306	337	1,68	0,11	4,87	5,50	1,90	380	346	205	205	TG	410	0,67
	15	312	343	1,72	0,11	4,97	5,50	1,90	380	346	205	205	TG	410	0,66
	10	306	337	1,68	0,15	3,52	4,00	1,91	382	347	205	205	TG	410	0,67
	15	312	343	1,72	0,15	3,59	4,00	1,91	382	347	205	205	TG	410	0,66
	10	306	337	1,68	0,18	2,98	3,50	1,98	396	360	205	205	TG	410	0,67
	15	312	343	1,72	0,18	3,03	3,50	1,98	396	360	205	205	TG	410	0,66
TITAN 40/20	10	306	337	1,68	0,14	3,83	4,50	1,98	396	360	334	334	TG	668	1,09
	15	312	343	1,72	0,14	3,90	4,50	1,98	396	360	334	334	TG	668	1,07
	10	306	337	1,68	0,18	2,98	3,50	1,98	396	360	334	334	TG	668	1,09
	15	312	343	1,72	0,18	3,03	3,50	1,98	396	360	334	334	TG	668	1,07
	10	306	337	1,68	0,23	2,33	3,50	2,53	506	460	334	334	TG	668	1,09
	15	312	343	1,72	0,23	2,37	3,50	2,53	506	460	334	334	TG	668	1,07
TITAN 40/16	10	306	337	1,68	0,14	3,83	4,50	1,98	396	360	404	360	VK	720	1,18
	15	312	343	1,72	0,14	3,90	4,50	1,98	396	360	404	360	VK	720	1,15
	10	306	337	1,68	0,18	2,98	3,50	1,98	396	360	404	360	VK	720	1,18
	15	312	343	1,72	0,18	3,03	3,50	1,98	396	360	404	360	VK	720	1,15
	10	306	337	1,68	0,23	2,33	3,50	2,53	506	460	404	404	TG	809	1,32
	15	312	343	1,72	0,23	2,37	3,50	2,53	506	460	404	404	TG	809	1,30
TITAN 52/26	10	306	337	1,68	0,23	2,33	3,50	2,53	506	460	615	460	VK	920	1,50
	15	312	343	1,72	0,23	2,37	3,50	2,53	506	460	615	460	VK	920	1,47
	10	306	337	1,68	0,26	2,06	3,50	2,86	572	520	615	520	VK	1040	1,70
	15	312	343	1,72	0,26	2,10	3,50	2,86	572	520	615	520	VK	1040	1,67
TITAN 73/53	10	306	337	1,68	0,23	2,33	3,50	2,53	506	460	750	460	VK	920	1,50
	15	312	343	1,72	0,23	2,37	3,50	2,53	506	460	750	460	VK	920	1,47
	10	306	337	1,68	0,26	2,06	3,50	2,86	572	520	750	520	VK	1040	1,70
	15	312	343	1,72	0,26	2,10	3,50	2,86	572	520	750	520	VK	1040	1,67

Tabelle 88: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 2 (GEWI - Pfahl)

Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer HAUS 2															
Pfahltyp	α [°]	N_{Ed} [kN]	R_{sk} [kN]	A_s [m ²]	$d_{P\text{fahl}}$ [m]	$l_{Kies\ v.}$ [m]	$l_{Kies\ g.}$ [m]	$A_{s\ neu}$ [m ²]	R_{sk} [kN]	R_{cd} [kN]	$N_{s,Rd}$ [kN]	$\min N_{s,Rd}$ $\min R_{cd}$	Massg. VK/TG	$N_{sd\ Ges.}$ [kN]	e_{max} [m]
GEWI (LG) D=32	10	306	337	1,68	0,14	3,83	4,50	1,98	396	360	402	360	VK	720	1,18
	15	312	343	1,72	0,14	3,90	4,50	1,98	396	360	402	360	VK	720	1,15
	10	306	337	1,68	0,18	2,98	3,50	1,98	396	360	402	360	VK	720	1,18
	15	312	343	1,72	0,18	3,03	3,50	1,98	396	360	402	360	VK	720	1,15
GEWI (LG) D=40	10	306	337	1,68	0,16	3,35	4,00	2,01	402	366	629	366	VK	731	1,19
	15	312	343	1,72	0,16	3,41	4,00	2,01	402	366	629	366	VK	731	1,17
	10	306	337	1,68	0,20	2,68	3,50	2,20	440	400	629	400	VK	800	1,31
	15	312	343	1,72	0,20	2,73	3,50	2,20	440	400	629	400	VK	800	1,28
GEWI (LG) D=50	10	306	337	1,68	0,20	2,68	3,50	2,20	440	400	982	400	VK	800	1,31
	15	312	343	1,72	0,20	2,73	3,50	2,20	440	400	982	400	VK	800	1,28
	10	306	337	1,68	0,24	2,23	3,50	2,64	528	480	982	480	VK	960	1,57
	15	312	343	1,72	0,24	2,28	3,50	2,64	528	480	982	480	VK	960	1,54
GEWI (RG) D=28	10	306	337	1,68	0,12	4,46	5,00	1,88	377	343	413	343	VK	685	1,12
	15	312	343	1,72	0,12	4,55	5,00	1,88	377	343	413	343	VK	685	1,10
	10	306	337	1,68	0,16	3,35	4,00	2,01	402	366	413	366	VK	731	1,19
	15	312	343	1,72	0,16	3,41	4,00	2,01	402	366	413	366	VK	731	1,17
GEWI (RG) D=30	10	306	337	1,68	0,14	3,83	4,50	1,98	396	360	474	343	VK	685	1,12
	15	312	343	1,72	0,14	3,90	4,50	1,98	396	360	474	343	VK	685	1,10
	10	306	337	1,68	0,18	2,98	3,50	1,98	396	360	474	343	VK	685	1,12
	15	312	343	1,72	0,18	3,03	3,50	1,98	396	360	474	343	VK	685	1,10
GEWI (RG) D=35	10	306	337	1,68	0,16	3,35	4,00	2,01	402	366	645	366	VK	731	1,19
	15	312	343	1,72	0,16	3,41	4,00	2,01	402	366	645	366	VK	731	1,17
	10	306	337	1,68	0,20	2,68	3,50	2,20	440	400	645	400	VK	800	1,31
	15	312	343	1,72	0,20	2,73	3,50	2,20	440	400	645	400	VK	800	1,28
GEWI (RG) D=43	10	306	337	1,68	0,18	2,98	3,50	1,98	396	360	973	360	VK	720	1,18
	15	312	343	1,72	0,18	3,03	3,50	1,98	396	360	973	360	VK	720	1,15
	10	306	337	1,68	0,22	2,44	3,50	2,42	484	440	973	440	VK	880	1,44
	15	312	343	1,72	0,22	2,48	3,50	2,42	484	440	973	440	VK	880	1,41
GEWI (RG) D=57,5	10	306	337	1,68	0,20	2,68	3,50	2,20	440	400	1740	400	VK	800	1,31
	15	312	343	1,72	0,20	2,73	3,50	2,20	440	400	1740	400	VK	800	1,28
	10	306	337	1,68	0,24	2,23	3,50	2,64	528	480	1740	480	VK	960	1,57
	15	312	343	1,72	0,24	2,28	3,50	2,64	528	480	1740	480	VK	960	1,54

6.8. Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse

In der nachfolgenden Tabelle werden die Ergebnisse der verschiedenen Ausführungsvarianten aus der vorangegangenen Bemessung zusammengefasst. Angeführt werden darin nur jene Pfahltypen, welche zumindest in einem Abstand von 1,20 m in Fundamentlängsrichtung angeordnet werden können (→ Wirtschaftlichkeit). Der maximal mögliche Abstand zwischen den Pfählen ist vom Zustand der bestehenden Gründung abhängig. Genaue Aussagen die Resttragfähigkeit betreffend sind erst nach einer teilweisen Freilegung des Fundamentkörpers möglich.

Bezeichnungen:

d_{Pfahl} ... Durchmesser Verpresskörper [m]

$l_{\text{Pfahl oben}}$... Pfahllänge Fundament bis Kiesschicht (**o. Zeile:** Bodenprofil 1, **u. Zeile:** Bodenprofil 2) [m]

$l_{\text{Pfahl Kies}}$... Pfahllänge in der tragfähigen Kiesschicht [m]

$l_{\text{Überst.}}$... Zuschlag für Pfahlkopf [m]

$l_{\text{Pfahl Ges.}}$... Gesamte Pfahllänge [m]

$e_{\text{max.}}$... Maximal möglicher Abstand der Pfähle in Fundamentlängsrichtung [m]

Stk./10 m Fundament ... Erforderliche Pfahlanzahl je 10 m Fundament [Stk.]

$l_{\text{Pfähle/10 m Fundament}}$... Gesamtlänge der Pfähle je 10 m Fundament [m]

$V_{\text{Verpr./10 m Fundament}}$... Erforderliche Menge Verpressmörtel je 10 m Fundament [m³]

Tabelle 89: Zusammenstellung Pfahlparameter

Zusammenstellung nach wirtschaftlichen Überlegungen									
(> Pfahlabstand bei < Pfahldurchmesser bzw. < Verpresslänge)									
Außenmauer Haus 1 (Pfahlneigung $\alpha=0^\circ$)	d_{Pfahl} [m]	$l_{\text{Pfahl oben}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Kies}}$ [m]	$l_{\text{Überst.}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Ges.}}$ [m]	$e_{\text{max.}}$ [m]	Stk./10m Fund.	$l_{\text{Pfähle/10m}}$ Fund.	$V_{\text{Verpr./10m}}$ [m ³]
Ankerpfahl TITAN 52/26	0,26	4,60	4,00	0,50	9,10	1,24	16,1	147	7,8
		3,90	4,00	0,50	8,40		16,1	135	7,2
GEWI Linksgewinde D50	0,24	4,60	4,00	0,50	9,10	1,15	17,4	158	7,2
		3,90	4,00	0,50	8,40		17,4	146	6,6
GEWI Rechtsgewinde D43	0,22	4,60	4,50	0,50	9,60	1,18	16,9	163	6,2
		3,90	4,50	0,50	8,90		16,9	151	5,7
Außenmauer Haus 2 (Pfahlneigung $\alpha=0^\circ$)	d_{Pfahl} [m]	$l_{\text{Pfahl oben}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Kies}}$ [m]	$l_{\text{Überst.}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Ges.}}$ [m]	$e_{\text{max.}}$ [m]	Stk./10m Fund.	$l_{\text{Pfähle/10m}}$ Fund.	$V_{\text{Verpr./10m}}$ [m ³]
Ankerpfahl TITAN 52/26	0,26	4,60	3,50	0,50	8,60	1,41	14,2	122	6,5
		3,90	3,50	0,50	7,90		14,2	112	5,9
GEWI Linksgewinde D50	0,24	4,60	3,50	0,50	8,60	1,30	15,4	132	6,0
		3,90	3,50	0,50	7,90		15,4	122	5,5
GEWI Rechtsgewinde D35	0,20	4,60	4,00	0,50	9,10	1,24	16,1	147	4,6
		3,90	4,00	0,50	8,40		16,1	135	4,3
Mittelmauer Haus 1 (Pfahlneigung $\alpha=10-15^\circ$)	d_{Pfahl} [m]	$l_{\text{Pfahl oben}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Kies}}$ [m]	$l_{\text{Überst.}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Ges.}}$ [m]	$e_{\text{max.}}$ [m]	Stk./10m Fund.	$l_{\text{Pfähle/10m}}$ Fund.	$V_{\text{Verpr./10m}}$ [m ³]
Ankerpfahl TITAN 52/26	0,23	4,60	3,50	0,50	8,60	1,24	8,1	69	2,9
		3,90	3,50	0,50	7,90		8,1	64	2,6
GEWI Linksgewinde D50	0,24	4,60	3,50	0,50	8,60	1,29	7,8	67	3,0
		3,90	3,50	0,50	7,90		7,8	61	2,8
GEWI Rechtsgewinde D43	0,22	4,60	3,50	0,50	8,60	1,18	8,5	73	2,8
		3,90	3,50	0,50	7,90		8,5	67	2,5
Mittelmauer Haus 2 (Pfahlneigung $\alpha=10-15^\circ$)	d_{Pfahl} [m]	$l_{\text{Pfahl oben}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Kies}}$ [m]	$l_{\text{Überst.}}$ [m]	$l_{\text{Pfahl Ges.}}$ [m]	$e_{\text{max.}}$ [m]	Stk./10m Fund.	$l_{\text{Pfähle/10m}}$ Fund.	$V_{\text{Verpr./10m}}$ [m ³]
Ankerpfahl TITAN 40/16	0,23	4,60	3,50	0,50	8,60	1,30	7,7	66	2,7
		3,90	3,50	0,50	7,90		7,7	61	2,5
GEWI Linksgewinde D40	0,20	4,60	3,50	0,50	8,60	1,28	7,8	67	2,1
		3,90	3,50	0,50	7,90		7,8	62	1,9
GEWI Rechtsgewinde D43	0,22	4,60	3,50	0,50	8,60	1,41	7,1	61	2,3
		3,90	3,50	0,50	7,90		7,1	56	2,1

Die Zusammenstellung der in Tabelle 89 angeführten Varianten ermöglicht eine Abschätzung der für das Beispiel erforderlichen Pfahlanzahl sowie der möglichen Maximalabstände (e_{\max}) der Pfähle. Bei der Zusammenstellung wirtschaftlicher Varianten für ähnliche Objekte sollte in Hinblick auf eine möglichst kostengünstige Ausführung folgende Herangehensweise gewählt werden:

Ermittlung der maximalen Pfahlabstände (in Abhängigkeit des Resttragvermögens des Bestandes etwa 1,20 - 1,80 m) bei möglichst kleinem Pfahldurchmesser (min. \emptyset) und möglichst kleiner Pfahllängen (min. $l_{\text{Pfahl Ges.}}$). Sinnvolle Einbindelängen in tragfähige Schichten liegen etwa im Bereich zwischen 3,00 - 5,00 m (abhängig vom Bodenprofil!).

Da für die Pfahlbemessung viele Teilfaktoren in die Rechenansätze einfließen, bestehen mehrere Möglichkeiten die Ergebnisse der Tragfähigkeitsnachweise zu beeinflussen!

Da die Kostenuntersuchung des angewandten Verfahrens der Kleinbohrpfähle nicht Thema dieser Arbeit ist, fällt eine Empfehlung eines geeigneten Pfahltyps und der damit verbundenen Parameter schwer.

Für den praktischen Einsatz ist eine genaue Auswertung der oben angeführten Daten in wirtschaftlicher Hinsicht unumgänglich.

Zwei vereinfachte Beispiele sollen noch einmal die komplexen Zusammenhänge bei der Berechnung von Kleinbohrpfählen und die damit verbundenen Auswirkungen veranschaulichen, wobei geotechnische Parameter (z. B. Mantelreibungswiderstand) in der Annahme, dass diese durch Pfahlprobelastungen bereits optimiert wurden, außer Acht gelassen werden.

- Die Wahl eines größeren Pfahldurchmessers (Verpresskörperdurchmessers) bei gleichbleibendem Tragglied - Querschnitt ergibt eine geringere erforderliche Einbindelänge in die tragfähige Bodenschicht aufgrund des größeren Verpresskörperumfanges (Mantelreibung). Insgesamt betrachtet ergibt das weniger Laufmeter Bohrpfähle, jedoch einen entsprechend höheren Verpressmörtelbedarf und in Abhängigkeit des Bodens mitunter längere Bohrzeiten aufgrund des größeren Bohrrohrdurchmessers (= geringere Wirtschaftlichkeit!)
 - Das heißt, die geringere Laufmeteranzahl an Pfählen führt je nach Boden sowohl zu höheren Lohnkosten für die längere Bohrzeit als auch zu höheren Materialkosten aufgrund der größeren Menge an Verpressmörtel.
- Der Einsatz größerer Tragglieddurchmesser ermöglicht (unter Berücksichtigung der äußeren Tragfähigkeit des Pfahlschaftes) größere Pfahlabstände (abhängig vom Zustand der Bestandskonstruktion), das spart einerseits Zeit und Kosten bei der Herstellung der Bohrlöcher, verursacht aber andererseits höhere Materialkosten aufgrund des teureren (größeren) Traggliedes.

Aufgrund der angeführten Zusammenhänge zeigt sich, dass die Auswahl eines für den jeweiligen Anwendungsfall geeigneten Pfahltyps und dessen praktische Ausführung sehr genauer Überlegungen bedarf und allgemeine Aussagen (Richtwerte) nur bis zu dem Punkt sinnvoll erscheinen, wo die für den jeweiligen Pfahltyp möglichen Größtabstände (e_{\max}) und die damit zusammenhängenden Einbindelängen ($l_{\text{Pfahl Kies}}$), angegeben werden.

Alle weiteren Überlegungen bei der Zusammenstellung möglicher Varianten sind vom Kostenstandpunkt aus gesehen entsprechend zu bewerten.

7 Knickverhalten von Kleinbohrpfählen

7.1. Allgemeines, Normvorschriften

Aufgrund der zum Teil extremen Schlankheit von Kleinbohrpfählen ($\lambda = l_k / i_{\min.} \rightarrow \gg$) besteht die Gefahr des „seitlichen Ausweichens“ unter hoher Druckbelastung in die anstehende Bodenschicht, des sogenannten Knickens. Gemäß **ÖNORM EN 1997-1** ist **kein Knicknachweis** erforderlich, wenn die Pfähle von Böden mit einer charakteristischen Scherfestigkeit im undrännierten Zustand von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ umschlossen sind. [9, S. 94]

Bei undrännierten Scherfestigkeiten $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ ist nach ÖNORM EN 14199 der Nachweis gegen Knicken unter Berücksichtigung möglicher Imperfektionen zu führen. [4, S. 22]

Wie der Knicknachweis zu führen ist, ist allerdings nicht Inhalt der angeführten Normen.

Tabelle 90: Richtwerte der undrännierten Scherfestigkeit [15, S. 28]

Ton, leicht knetbar, weich	$c_u = 10 \text{ bis } 25 \text{ kN/m}^2$
Lehm, weich	$c_u = 10 \text{ bis } 25 \text{ kN/m}^2$
Schluff	$c_u = 10 \text{ bis } 50 \text{ kN/m}^2$
Klei	$c_u = 10 \text{ bis } 20 \text{ kN/m}^2$
Torf	$c_u = 5 \text{ bis } 10 \text{ kN/m}^2$

Mehrere Untersuchungen nach Schadensfällen infolge Knickens von Kleinbohrpfählen kamen zum Schluss, dass der alleinige Ansatz der undrännierten Scherfestigkeit c_u das komplexe Tragverhalten von schlanken Verpresspfählen nur unzureichend beschreibt, da die der Knicktheorie zugrundegelegte stützende Wirkung des Bodens nur am Beginn der Pfahlverformung quer zur Achse linear zunimmt, in weiterer Folge aber ein plastisches Verhalten zeigt.

7.2. Näherungsverfahren nach Wimmer/Ettinger

Im Folgenden wird ein einfaches Berechnungsverfahren (Näherungsverfahren nach Wimmer/Ettinger) vorgestellt, das unter Zugrundelegung der undrännierten Scherfestigkeit c_u , der Pfahlimperfektion sowie der elastoplastischen Eigenschaften von Pfahl und Boden mit geringem Aufwand brauchbare Ergebnisse für eine Vorbemessung der Kleinbohrpfähle liefert. [45, S. 353 ff]

Anmerkung: Die Ergebnisse dieses Verfahrens liefern für undrännierte Scherfestigkeiten c_u zwischen 5 und 15 kN/m^2 zu hohe Knicklasten, für Werte von $c_u > 15 \text{ kN/m}^2$ liegen diese aber in der Nähe der Ergebnisse anderer Rechenverfahren (für die Vorbemessung ausreichend genau). [46, S. 177 ff]

7.2.1. Formeln zur Bemessung der Knicklast von Kleinbohrpfählen [47]

Pfahllänge	L	[m]
Bettungsziffer	c	[kN/m^2]
Undrännierte Scherfestigkeit	c_u	[kN/m^2]
Außendurchmesser	D	[m]
Innendurchmesser	d	[m]
Querschnittsfläche Stahltragglied	A	[cm^2]
Plastisches Widerstandsmoment	W_{pl}	[cm^3]
Trägheitsmoment	I	[cm^4]
E-Modul	E	[kN/cm^2]
Streckgrenzenspannung	f_y	[kN/cm^2]
Plastische Normalkraft	N_{pl}	[kN]
Plastisches Moment	M_{pl}	[kNm]
Knicklast	N_u	[kN]

$$\text{Anzahl der Halbwellen:} \quad n = \frac{L}{\pi} * \sqrt[4]{\frac{c}{EI}} \quad [-] \quad (16)$$

$$\text{Halbwellenlänge:} \quad l_{Hw} = \frac{L}{n} \quad [\text{m}] \quad (17)$$

$$\text{Knicklänge:} \quad l_k = \frac{l_{Hw}}{\sqrt{2}} \quad [\text{m}] \quad (18)$$

$$\text{Ersatzimperfektion:} \quad w_0 = \frac{l_{Hw}}{200}$$

Für die Ersatzimperfektion w_0 wird anstatt $w_0 = l/300$ [47] der Ansatz von $w_0 = l/200$ empfohlen. [45]

$$\text{Querverformung:} \quad \delta_{pl} = \kappa_{pl} * \frac{l_{Hw}}{4} \quad (19)$$

Der plastische Drehwinkel ist unabhängig von der Stahlgüte mit $\kappa_{pl} = 0,036$ anzunehmen. [45]

$$\text{Fließdruck:} \quad \max q_f = 10 * c_u * D \quad [\text{kN/m}] \quad (20)$$

$$\text{Mobilisierungsgrad:} \quad \mu = \frac{w_0}{0,1 * D} \quad (21)$$

$$\text{Entlastendes Biegemoment:} \quad M_B = \mu * \max q_f * \frac{l_k^2}{4} \quad [\text{kNm}] \quad (22)$$

$$\text{Resultierendes Tragmoment:} \quad \max M = N_u * (w_0 + \delta_{pl}) - M_B \quad (23)$$

Für die Ermittlung der plastischen Querschnittswerte N_{pl} und M_{pl} wird die Mitwirkung des Verpressquerschnittes vernachlässigt!

$$\text{Plastische Normalkraft:} \quad N_{pl} = f_y * A \quad (24)$$

$$\text{Plastisches Moment:} \quad M_{pl} = f_y * W_{pl} \quad (25)$$

Plastisches Widerstandsmoment Ankerpfahl - TITAN: W_{pl} aus Technischen Daten [15, S. 26]

$$\text{Plastisches Widerstandsmoment GEWI - Pfahl: [48, S. 43]} \quad W_{pl} = \frac{\pi * D^3}{32} * \alpha \quad (26)$$

(α gemäß Abbildung 48)

$$\text{Vollplastischer Biege-} \quad \text{widerstand:} \quad redM = M_{pl} * \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_{pl}} \right)^{2,1} \right] \quad (27)$$

→ Aus der Gegenüberstellung von $\max M$ mit $red M$ lässt sich die Traglast N_u berechnen.

7.2.2. Ermittlung der Knicklasten

Für die zum Einsatz kommenden Pfahldurchmesser (Ankerpfahl - TITAN 30/11, 40/20, 40/16, 52/26, 73/53 und GEWI 28, 30, 32, 35, 40, 43, 50 und 57,5) wird nachfolgend die Berechnung der Knicklast nach den oben angeführten Formeln unter der Voraussetzung lotrechter Pfähle vorgenommen ($\alpha = 0^\circ$).

Die Pfahllänge L in der „weichen“ Bodenschicht (Anschüttungsbereich) wird näherungsweise mit $L = 7$ m angenommen. Die plastische Normalkraft N_{pl} der TITAN - Pfähle wurde abweichend zu den in den technischen Daten angegebenen Werten aus Zugversuchen an der Staatlichen Materialprüfanstalt Dortmund nach Formel (24) für eine Stahlgüte S 460 mit $f_y = 46 \text{ kN/cm}^2$ berechnet.

Die Berechnung der Knicklasten erfolgt auf der sicheren Seite liegend ohne Ansatz des Verpresskörpers jeweils für eine undrained Scherfestigkeit c_u von 10 bzw. 5 kN/m^2 .

Für die Bettungsziffer c wird mit dem in [45, S. 354] empfohlenen Wert von $c = 100 * c_u$ gerechnet.

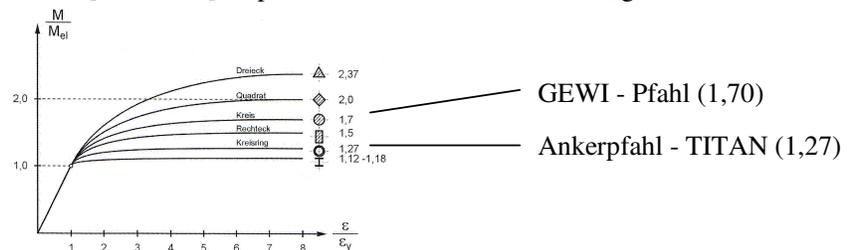


Abbildung 48: Formbeiwerte α für die Ermittlung von W_{pl} [49]

Ermittelt werden die Knicklasten für $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ und $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ mithilfe der Formeln 16 - 27.

Tabelle 91: Eingangsparameter für die Ermittlung der Knicklasten

Pfahltyp	L [m]	c [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	D [m]	d [m]	A [cm ²]	W_{pl} [cm ³]	E [kN/cm ²]	I [cm ⁴]	f_y [kN/cm ²]
ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN										
TITAN 30/11	7	1000	10	0,026	0,011	4,44	2,78	21000	2,24	46,00
		500	5							
TITAN 40/20	7	1000	10	0,036	0,020	7,26	6,70	21000	7,82	46,00
		500	5							
TITAN 40/16	7	1000	10	0,037	0,016	8,80	7,83	21000	8,98	46,00
		500	5							
TITAN 52/26	7	1000	10	0,049	0,026	13,39	16,44	21000	25,60	46,00
		500	5							
TITAN 73/53	7	1000	10	0,070	0,053	16,31	32,10	21000	78,50	46,00
		500	5							
GEWI - Pfahl										
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=32	7	1000	10	0,032	0,000	8,04	5,47	21000	5,15	50,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=40	7	1000	10	0,040	0,000	12,57	10,68	21000	12,57	50,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=50	7	1000	10	0,050	0,000	19,63	20,86	21000	30,68	50,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=28	7	1000	10	0,028	0,000	6,16	3,66	21000	3,02	67,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=30	7	1000	10	0,030	0,000	7,07	4,51	21000	3,98	67,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=35	7	1000	10	0,035	0,000	9,62	7,16	21000	7,37	67,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=43	7	1000	10	0,043	0,000	14,52	13,27	21000	16,78	67,00
		500	5							
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=57,5	7	1000	10	0,058	0,000	25,97	31,73	21000	53,66	67,00
		500	5							

Tabelle 92: Ermittlung der Knicklasten N_u

Pfahltyp	n	l_{Hw}	l_k	w_0	δ_{pl}	max q_f	μ	M_B	N_{pl}	M_{pl}	N_u	$N_u+7\%$
	[-]	[m]	[m]			[kN/m]		[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]
ISCHEBECK Ankerpfahl-TITAN												
TITAN 30/11	9	0,82	0,58	0,0041	0,01	2,62	1,57	0,35	204	1,28	111	118
	7	0,98	0,69	0,0049	0,01	1,31	1,87	0,29			96	102
TITAN 40/20	6	1,12	0,80	0,0056	0,01	1,82	1,54	0,44	334	3,08	174	186
	5	1,34	0,95	0,0067	0,01	0,00	1,84	0,00			139	148
TITAN 40/16	6	1,16	0,82	0,0058	0,01	3,71	1,57	0,99	405	3,60	220	235
	5	1,38	0,98	0,0069	0,01	1,86	1,87	0,83			190	204
TITAN 52/26	5	1,51	1,07	0,0076	0,01	4,88	1,55	2,16	616	7,56	350	374
	4	1,80	1,27	0,0090	0,02	2,44	1,84	1,82			304	325
TITAN 73/53	3	2,00	1,42	0,0100	0,02	6,99	1,43	5,01	750	14,77	460	492
	3	2,38	1,68	0,0119	0,02	3,50	1,70	4,22			408	437
GEWI-Pfahl												
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=32	7	1,01	0,72	0,0051	0,01	3,20	1,58	0,65	402	2,73	196	209
	6	1,20	0,85	0,0060	0,01	1,60	1,88	0,55			168	180
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=40	6	1,27	0,90	0,0063	0,01	4,00	1,58	1,27	628	5,34	306	328
	5	1,51	1,06	0,0075	0,01	2,00	1,88	1,07			263	282
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=50	4	1,58	1,12	0,0079	0,01	5,00	1,58	2,48	982	10,43	478	512
	4	1,88	1,33	0,0094	0,02	2,50	1,88	2,08			411	440
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=28	8	0,89	0,63	0,0044	0,01	2,80	1,58	0,44	413	2,45	193	206
	7	1,05	0,75	0,0053	0,01	1,40	1,88	0,37			163	175
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=30	7	0,95	0,67	0,0047	0,01	3,00	1,58	0,54	474	3,02	221	237
	6	1,13	0,80	0,0056	0,01	1,50	1,88	0,45			191	204
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=35	6	1,11	0,78	0,0055	0,01	3,50	1,58	0,85	645	4,79	301	322
	5	1,32	0,93	0,0066	0,01	1,75	1,88	0,71			260	278
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=43	5	1,36	0,96	0,0068	0,01	4,30	1,58	1,58	973	8,89	455	487
	4	1,62	1,14	0,0081	0,01	2,15	1,88	1,33			392	420
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=57,5	4	1,82	1,29	0,0091	0,02	5,75	1,58	3,77	1740	21,26	813	870
	3	2,16	1,53	0,0108	0,02	2,88	1,88	3,17			702	751

Für den Ansatz des Verpresskörpers können nach [45, S. 356] die Knicklasten N_u um etwa 7 % erhöht werden (siehe grau hinterlegte Spalte $N_u + 7\%$ in Tabelle 92).

7.2.3. Vergleich Knicklast N_u mit plastischer Normalkraft N_{pl}

Die nachfolgende Auswertung der Knicklasten zeigt, dass bereits bei undrÄnirten Scherfestigkeiten von $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ die Knicklast N_u unter BerÜcksichtigung des VerpresskÖrpers ($N_u + 7$ bis 10%) nur mehr etwa $50 - 60 \%$ der plastischen Normalkraft N_{pl} betrÄgt.

Die ermittelten Knicklasten stimmen nÄherungsweise mit den in [47] angegebenen Werten Überein, wobei den von ISCHEBECK ermittelten Werten die Ergebnisse aus Zugversuchen zugrundegelegt wurden ($f_y > 46,00 \text{ kN/cm}^2$), welche zu hÖheren Werten fÜhren als der fÜr diese Auswertung herangezogene Ansatz $N_{pl} = (A \cdot f_y) / \gamma_{M0}$ gemÄß ÖNORM EN 1993-1 mit $f_y = 46 \text{ kN/cm}^2$ und $\gamma_{M0} = 1,00$.

FÜr die GEWI - PfÄhle konnten keine Angaben fÜr Knicklasten in den Quellen gefunden werden, diese wurden in analoger Weise wie fÜr die AnkerpfÄhle - TITAN unter BerÜcksichtigung des Vollquerschnittes ermittelte.

Tabelle 93: Vergleich Knicklast N_u mit plastischer Normalkraft N_{pl}

Vergleich Knicklast N_u - plastische Normalkraft N_{pl}				
Pfahltyp	c_u [kN/m ²]	N_{pl} [kN]	N_u [kN]	% von N_{pl}
TITAN 30/11	10	204	111	54
	5	204	96	47
TITAN 40/20	10	334	174	52
	5	334	139	41
TITAN 40/16	10	405	220	54
	5	405	190	47
TITAN 52/26	10	616	350	57
	5	616	304	49
TITAN 73/53	10	750	460	61
	5	750	408	54
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=32	10	402	196	49
	5	402	168	42
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=40	10	628	306	49
	5	628	263	42
GEWI-Stab mit Linksgewinde D=50	10	982	478	49
	5	982	411	42
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=28	10	413	193	47
	5	413	163	40
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=30	10	474	221	47
	5	474	191	40
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=35	10	645	301	47
	5	645	260	40
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=43	10	973	455	47
	5	973	392	40
GEWI-Stab mit Rechtsgewinde D=57,5	10	1740	813	47
	5	1740	702	40
Mittelwert bei $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ (ohne VerpresskÖrperquerschnitt)				51
Mittelwert bei $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ (ohne VerpresskÖrperquerschnitt)				44

Unter BerÜcksichtigung des VerpresskÖrpers mit etwa $7 - 10 \%$ ergeben sich die in Tabelle 93 ermittelten Werte der Knicklast zu:

Mittelwert der Knicklast N_u bei $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$ angegeben in % von N_{pl} : ca. 51 %

Mittelwert der Knicklast N_u bei $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ angegeben in % von N_{pl} : ca. 58 %

7.3. Berechnungsprogramm Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt (Zentrum für Geotechnik - TU-München)

Eine weitere Möglichkeit zur Abschätzung der Traglasten stabilitätsgefährdeter Pfähle bietet ein von Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt und Dipl.-Ing Stefan Vogt am Zentrum für Geotechnik der TU-München im Jahr 2005 entwickeltes Berechnungsprogramm. [50]

Die seitliche Bodenstützung des Pfahls wird darin mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion beschrieben, bei welcher eine maximale Bodenreaktion, die das Umfließen des Bodens um den Pfahl charakterisiert, erfasst wird. In den Berechnungen können auch Vorverformungen des Pfahls und die Festigkeitseigenschaften des Pfahlmaterials berücksichtigt werden. Es werden Last - Verschiebungskurven errechnet, die Gleichgewichtszustände des nichtlinear gebetteten Pfahls wiedergeben.

Die Software ist frei verfügbar und wird vom Programmentwickler in der Hoffnung veröffentlicht, ein für den Anwender nützliches Hilfsmittel bei der Betrachtung geotechnischer Problemstellungen zu sein.

Das Programm kann unter http://www.gb.bv.tum.de/b_pfaehlknicken.htm kostenlos heruntergeladen werden. Achtung: Vorläufige Version - Stabile Funktion und Fehlerfreiheit ist nicht gesichert!

Nachfolgend wird für einen gewählten Pfahltyp die Ermittlung der Knicklast mit diesem Programm durchgeführt. Aufgrund der unterschiedlichen Beschreibung des Tragverhaltens der Pfähle sowie unterschiedlicher Eingangsparameter können die in Kapitel 7.2.2. ermittelten Werte nicht direkt mit den Ergebnissen dieser Berechnung verglichen werden.

7.3.1. Beispiel GEWI-Pfahl 32

Pfahltyp:	GEWI - Pfahl 32, BSt 500, Zementsteinkörper C 20/25
Pfahldurchmesser d:	0,10 m
Biegesteifigkeit EI:	33,80 kNm ² (halbseitiger Verbund)
Plastische Normalkraft N_{pl} :	410,70 kN
Plastisches Moment M_{pl} :	1,60 kNm

Tabelle 94: Querschnittswerte für GEWI - Pfähle nach Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt [50]

Querschnittswerte Verbundquerschnitte Einstabpfähle								
Baustoffe: Tragglied BSt 500, Bemessungswerte Zementsteinkörper C 20/25, Bemessungswerte								
Biegesteifigkeit $E_p \cdot I_p$								
Durchmesser Verpresskörper [mm]	Durchmesser Tragglied							
	32 mm		40 mm		50 mm		63,6 mm	
	voller Verbund [kNm ²]	halbseitig gerissen [kNm ²]	voller Verbund [kNm ²]	halbseitig gerissen [kNm ²]	voller Verbund [kNm ²]	halbseitig gerissen [kNm ²]	voller Verbund [kNm ²]	halbseitig gerissen [kNm ²]
100	65,9	33,8	80,8	49,9	117,0	87,1	216,3	187,1
150	291,9	112,2	306,8	137,0	343,0	181,6	424,3	287,6
200	900,4	286,9	915,3	337,2	951,5	406,4	1050,8	535,5
250	2183,4	600,8	2198,3	700,4	2234,5	823,3	2333,8	1008,8
Parameter der Interaktionsbeziehung (N_{pl}, M_{pl}, α)								
Durchmesser Tragglied	Durchmesser Verpresskörper [mm]	vollplastische Normalkraft N_{pl} [kN]	vollplastisches Moment M_{pl} [kNm]	Exponent α [-]				
32 mm	100	410,7	1,60	1,0				
	150	522,0	3,31	1,0				
	200	677,7	6,73	1,0				
	250	878,0	12,10	1,0				

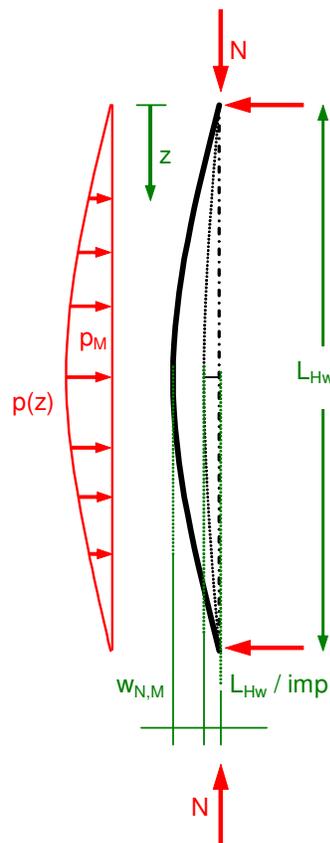
Tabelle 95: Eingabemaske des Programms von Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt [50]

Berechnung stabilitätsgefährdeter Pfähle

(Abschätzung der Traglast am unendlich langen Pfahl)

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
Dipl.-Ing. Stefan Vogt**Schritte zur Bestimmung der Traglast**

1. Lesen der Grundlagen des Nachweiskonzeptes; (siehe Veröffentlichung "Bautechnik" 12 - 2005 oder Forschungsbericht IRB T-3084)
2. Eingabe der Systemparameter; ("Materialdaten Pfahl" aus den Hilfsdatenblättern, "Materialdaten Weichschicht" aus Baugrundgutachten bzw. Erfahrungswerten);
3. Bestimmung der maßgebenden Länge der Knickhalbwelle L_{HW} ;
4. Berechnung der Verzweigungslast des Systems Pfahl-Boden;
5. Prüfung, ob Zustandsgrößen (Biegespannungen) bei der Verzweigungslast zulässig sind;
6. Falls die Materialfestigkeit überschritten ist, ergibt sich die Traglast des Pfahles N_u aus dem Schnittpunkt der gestrichelten Kurve mit der durchgezogenen Linie im Kraft-Verformungs-Diagramm;
7. Liegt der Verzweigungspunkt innerhalb der gestrichelten Linie, so ist die Verzweigungslast N_{ki} die Traglast des Pfahles N_u ;

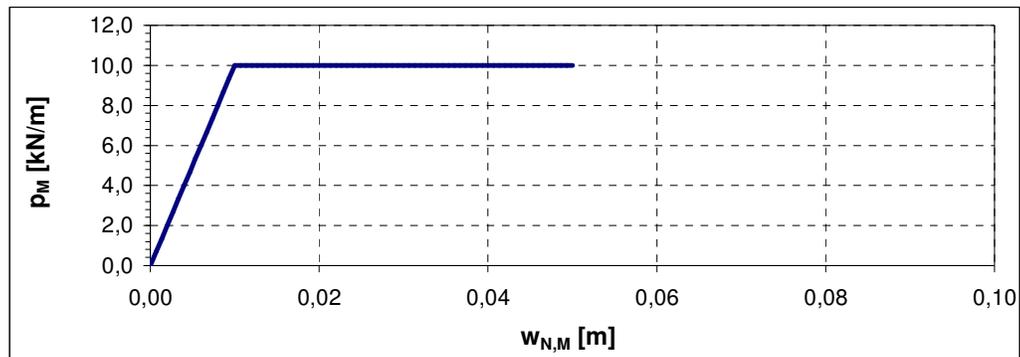
**Materialdaten Pfahl**

d	0,1	[m]	Pfahldurchmesser / Pfahlbreite
EI	33,8	[kNm ²]	Biegesteifigkeit des Pfahles
N_{pl}	410,7	[kN]	vollplastische Normalkraft
M_{pl}	1,6	[kNm]	vollplastisches Biegemoment
α	1	[-]	Exponent der vereinfachten Interaktionsbeziehung
imp	1000	[-]	Maß der Imperfektion (0 für "perfekte" Pfähle)

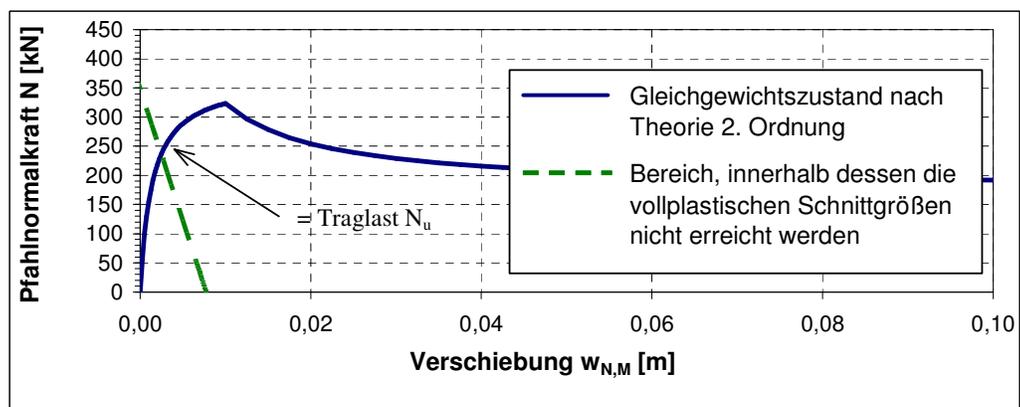
Materialdaten Weichschicht

c_u	10	[kN/m ²]	undrainierte Scherfestigkeit, informativ; --> die Folgezeilen sind vom Nutzer selbst einzutragen
k_l	1000	[kN/m ²]	Steifigkeit der Linienfeder; --> üblich $70 * c_u = k_l = 100 * c_u$;
p_f	10	[kN/m]	Fließspannung / Maximale Bodenreaktion; --> üblich: $7 * c_u * d = p_f = 11 * c_u * d$
w_{ki}	0,01	[m]	Mobilisierungsweg, ergibt sich aus k_l und p_f ;

Mobilisierungsfunktion der seitlichen Bodenstützung



Kraft - Verschiebungs Verlauf



Last- und Schnittgrößen des Pfahls

Knicklast N_{ki} (Pfahlnormalkraft N bei w_{ki})	323,5	[kN]
Biegemoment M am Verzweigungspunkt w_{ki}	1,752	[kNm]
Zulässige Schnittgrößen überschritten?	ja	[-]

↳ falls "nein" ergibt sich die Traglast N_u aus der Knicklast N_{ki} ;

↳ falls "ja" erhält man die Traglast N_u aus dem Schnittpunkt der durchgezogenen mit der gestrichelten Linie im Diagramm "Kraft-Verschiebungs-Verlauf"

Die plastische Normalkraft N_{pl} beträgt 410,70 kN

Die Traglast (Knicklast) N_u beträgt ca. 230 kN

N_u ca. 56 % von N_{pl} (inkl. Verpresskörper)

In der vorliegenden Arbeit wurden die Pfahlparameter (siehe Tabelle 89) mit einer angenommenen undrainierten Scherfestigkeit $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ unter Vernachlässigung des Pfahlknickens bestimmt.

Exemplarisch wurden in den Abschnitten 7.2. und 7.3. die von den Kleinbohrpfählen aufnehmbaren Traglasten (Knicklasten) bei niedrigeren Scherfestigkeiten ($c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ bzw. $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$) ermittelt. Aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsansätze beider angewandter Näherungsverfahren ist ein direkter Vergleich der ermittelten Knicklasten nicht möglich. Beide Verfahren zeigen aber sehr deutlich den Abfall der Knicklast verglichen mit der plastischen Normalkraft N_{pl} , welcher etwa im Bereich zwischen 51 und 58 % liegt. Bei Scherfestigkeiten $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ sind daher die in Tabelle 89 ermittelten Parameter entsprechend der reduzierten Pfahltragfähigkeiten zu modifizieren.

8 Zusammenfassung

Zusammenfassend lassen sich allgemein für nachträgliche Fundamentunterfangungen mit Kleinbohrpfählen im Altbestand und speziell für die in der vorliegenden Diplomarbeit untersuchten Gründerzeithäuser folgende Aussagen treffen:

Die Anwendung von Kleinbohrpfählen bei einer nachträglichen Fundamentunterfangung stellt nur einen kleinen Teil der möglichen Einsatzbereiche dar.

Neben dem Einsatz als Gründungselement (z. B. bei Freileitungsmasten, Lärmschutzwänden, u. a.) kommen Kleinbohrpfähle beispielsweise auch bei der Auftriebssicherung von Bauten im / unter Wasser, zur Spundwand- bzw. Stützmauverankerung sowie bei bei Hangsicherungen zur Anwendung.

Ebenso wurde mit den dieser Arbeit zugrunde gelegten Pfahlsystemen ISCHEBECK® bzw. GEWI® nur ein Bruchteil der am Markt befindlichen Systeme behandelt. Diese unterscheiden sich zwar größtenteils nur in Detailpunkten voneinander, sind aber in den jeweiligen Anwendungsfällen in die Überlegungen bei der Systemauswahl miteinzubeziehen.

Ein spezielles Pfahlsystem stellen dabei die sogenannten Energiepfähle dar, welche einerseits als Tragelement zur Abtragung von Gebäudelasten dienen und andererseits die gleichzeitige Nutzung der Erdwärme zur Heizung bzw. Kühlung von Gebäuden ermöglichen. Bei diesem System werden in den Pfählen Rohrleitungen angeordnet, welche mit einer zirkulierenden Trägerflüssigkeit gefüllt sind. Möglich ist der Einsatz bei sämtlichen Pfahltypen aus Beton (Bohrpfähle, Fertigteil - Rammpfähle, u.a.) mit Durchmessern ≥ 30 cm.

Die Auswertung der beiden untersuchten Gründerzeithäuser zeigt, dass die maximal möglichen Pfahlabstände in Fundamentlängsrichtung unter der Annahme eines nicht ausreichenden Resttragvermögens der Bestandskonstruktion (die gesamte Last der sanierten Gebäude wird von den Pfählen unter der Annahme einer undränierten Scherfestigkeit $c_u > 10$ kN/m² in tragfähige Bodenschichten eingeleitet) abhängig vom verwendeten Pfahltyp etwa 1,15 - 1,41 m betragen. Die erforderliche Einbindelänge der Pfähle in die tieferliegende tragfähige Kiesschicht ergibt sich dabei zu 3,50 - 4,50 m.

Die zum Einsatz kommenden Pfahldurchmesser (Verpresskörperdurchmesser) liegen in den ausgewerteten Varianten im Bereich zwischen 20 und 26 cm. Kleinere Durchmesser sind aufgrund der relativ hohen Fundamentlasten der sanierten Gebäude (Mittelmauer 603 - 717 kN/m, Außenmauer 369 - 479 kN/m) beider untersuchter Häuser nicht sinnvoll einsetzbar, diese würden unwirtschaftliche Pfahlabstände ($< 1,00$ m) und damit verbundene Mehrkosten für die Herstellung ergeben.

Bei der angegebenen Zusammenstellung möglicher Pfahlvarianten für die betrachteten Häuser ist jedoch zu berücksichtigen, dass keine Kostenermittlung durchgeführt wurde und die Bemessungsergebnisse deshalb nur als grobe Richtwerte anzusehen sind. Diese sind im Einzelfall einer genaueren Untersuchung zu unterziehen und aus wirtschaftlicher Sicht zu bewerten.

Da die in den Nachweisen ermittelten Werte der Pfahlabstände und Pfahllängen „auf der sicheren Seite“ liegen, kann davon ausgegangen werden, dass diese bei genauerer Berechnung und bei Ansatz der in dieser Arbeit vernachlässigten Parameter (Pfahlspitzendruck, Verpresskörperquerschnitt für der Nachweis der inneren Tragfähigkeit) und bei Berücksichtigung der Resttragfähigkeit in Abhängigkeit vom anstehenden Boden, die Ergebnisse noch optimiert werden können.

Der gewählte Ansatz der Mantelreibung nach DIN 1054 (die vorherrschenden Bodenverhältnisse werden dabei eher unterschätzt) führt oftmals zu einer niedrigeren Pfahltragfähigkeit und in weiterer Folge zu geringeren Pfahlabständen bzw. großen Einbindelängen (unwirtschaftlich!).

Bei der Durchführung von Pfahl - Probelastungen kann die Tragfähigkeit aufgrund der tatsächlich vorhandenen (günstigeren) Bodenverhältnisse (höhere Mantelreibungswerte als in der DIN 1054 angegeben) mitunter noch beträchtlich gesteigert werden.

Die Anwendung von Kleinbohrpfählen zur nachträglichen Fundamentunterfangung im Altbestand lässt sich somit wirtschaftlicher und kostensparender ausführen, als mit den dieser Arbeit zugrundegelegten (vereinfachten) Rechenansätzen.

Für eine grobe Vorbemessung von Fundamentunterfangungen sind die ermittelten Rechenwerte als ausreichend genau anzusehen. Die angegebenen Bemessungsansätze und Literaturangaben sollen dem in der Praxis tätigen Techniker eine rasche Abschätzung der erforderlichen Parameter (Pfahllängen, Durchmesser, Einbindelängen) bei ähnlichen Objekten in der Praxis ermöglichen.

Summary

The evaluation of both examined buildings shows that the maximum possible pile distances in the length - direction of the foundation with the assumption of an insufficient rest load capacity of the existing structure (the total loads of the buildings are dispersed to the ground layers with sufficient load capacity) are between 1,15 and 1,41 m dependent on the used type of pile. The pile length in gravel - layer with enough load capacity is about 3,50 to 4,50 m.

The used pile diameters range from 20 to 26 cm. Smaller diameters are not useful caused by the uneconomic pile distances (< 1,00 m) due to the high loads of the two examined buildings.

It's important however to consider that no cost analysis was done and therefore the calculation results are only reference values. They have to be examined in more detail in special cases and to be checked from the point of economic view.

The determined results are good enough for an approximate first calculation of foundation - underpinning. They should give a general view of the most important parameters and design steps to the engineer in practice.

Literaturverzeichnis

- [1] Pauser, A. et al.: F 906 - Probleme der Tragkonstruktion, Bauphysik, Technologie und Verfahrenstechnik bei der Erneuerung von Altbauten. In: Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für Wohnen, Bauen und Planen, Heft 103. Selbstverlag. Wien 1986.
- [2] Kolbitsch, A.: Fundamentsanierung - Methoden von gestern und heute. Wien 2002.
- [3] Böttcher, D.: Erhaltung und Umbau historischer Tragwerke - Holz- und Steinkonstruktionen. Ernst & Sohn. Berlin 2000.
- [4] ÖNORM EN 14199: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau). Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle). Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2005-05-01.
- [5] Firmenprospekt der Firma BAUER Spezialtiefbau GmbH - Kleinbohrverfahren. Schrobenuhausen 2000-9.
- [6] Pech, A. / Würger, E.: Baukonstruktionen, Band 3: Gründungen. Springer Wien New York. Wien 2005.
- [7] ÖNORM B 4430-2: Erd- und Grundbau - Zulässige Belastungen des Baugrundes, Pfahlgründungen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 1978-04-01.
- [8] DIN 4128: Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser - Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung. Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.. Berlin 1983-04.
- [9] ÖNORM EN 1997-1: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-01-01.
- [10] DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.. Berlin 2003-1.
- [11] Firmenprospekt der Firma DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL - GEWI®Plus Geotechnik Systeme. 2006-11-13
- [12] Firmenhomepage der Firma DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL: http://www.dywidag-systems.at/Produkte/GEWI_Pfahl_Overview.html, 2007-09-07.
- [13] Bräunlich, M.: Diplomarbeit - Pfähle mit kleinem Durchmesser - Technik, Anwendung, Tragverhalten. Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar. Weimar 2002.
- [14] Firmenprospekt der Firma ISCHEBECK - Gebohrte und verpresste Ankerpfähle. Ennepetal 2005
- [15] Firmenprospekt der Firma ISCHEBECK - Neue Wege in der Ankertechnik - Entwurf und Bemessung. Ennepetal 2003

- [16] Firmenhomepage der Firma ISCHEBECK: <http://www.ischebeck.de>, 2007-09-07.
- [17] ENTWURF ÖNORM B 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-09-01.
- [18] ONR 21990 (ON-Regel): Eurocodes - Anwendung in Österreich. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-01-01.
- [19] ÖNORM B 4000: Einwirkungen auf Tragwerke - Allgemeine Berechnungsgrundlagen für den Hochbau und Anwendungsregeln für Eigengewichte, Lagergüter, Nutzlasten im Hochbau, Schnee- und Eislasten. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-01-01.
- [20] ÖNORM EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2003-03-01.
- [21] ÖNORM B 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Teil 1: Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2004-05-01.
- [22] ÖNORM EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2003-03-01.
- [23] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-01-01.
- [24] ÖNORM EN 1991-1-3: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2005-08-01.
- [25] ÖNORM B 1991-1-3: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-04-01.
- [26] ÖNORM EN 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2005-11-01.
- [27] ÖNORM B 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-12-01.
- [28] ÖNORM EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2006-10-01.

- [29] ÖNORM B 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2007-02-01.
- [30] Pech, A. / Hollinsky, K.: Baukonstruktionen, Band 7: Dachstühle. Springer Wien New York. Wien 2005.
- [31] Magistratsabteilung 37: Merkblatt statische Vorbemessung. Magistrat der Stadt Wien. Wien 2006-04-05.
- [32] Magistratsabteilung 29 - Brückenbau und Grundbau: Gruppe Baugrundinformation. Auszüge aus dem Baugrundkataster. Magistrat der Stadt Wien. Wien 2007-02-20.
- [33] ÖNORM B 4435-1: Erd- und Grundbau - Flächengründungen. Teil 1: Berechnung der Tragfähigkeit bei einfachen Verhältnissen. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2003-07-01.
- [34] Zement + Beton Handels- und Werbe-GmbH [Hg.]: Zement und Beton - Fachtextbuch, 39. neu gefasste Auflage 2005/2006. Wien 2005.
- [35] Firmenprospekt der Firma ISCHEBECK - Geotechnik - Gründungen / Nachgründungen. Ennepetal 2003.
- [36] Smolczyk U.[Hg.]: Grundbau Taschenbuch - Vierte Auflage, Teil 2. Ernst & Sohn. Berlin 1991.
- [37] Studienunterlagen Grundbau und Bodenmechanik „Spezialverfahren“: Zentrum Geotechnik, TU München. In: <http://www.gb.bv.tum.de/download/skript/vorl-g-r.pdf>, 2007-09-07.
- [38] Firmenprospekt der Firma SpannStahl AG. Hinwil 1999-2.
- [39] Valentin G. / Kidéry G.: Stahlbetonbau. Manz. Wien 2001-7.
- [40] ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetongtragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Österreichisches Normungsinstitut. Wien 2005-11-01.
- [41] Kolbitsch, A.: Altbausanierung - Aktuelle Fragen der Bautechnik. Zement und Beton Handels- und Werbe-Ges. m. b. H. Wien 1991-9.
- [42] Riccabona C.: Baukonstruktionslehre 5. Sanierungen - Fertigbau - Fassaden. Manz Verlags- und Universitätsbuchhandlung. Wien 1994
- [43] Firmenprospekt der Firma DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL - DYWIDAG Geotechnische Systeme. 2006-11-17
- [44] Produktliste der Firma ISCHEBECK - Geotechnik. Ennepetal 2005-04-01.

- [45] Wimmer, H. / Ettinger, R.: Traglastberechnung von schlanken Verpreßpfählen in weichen bindigen Böden. In: Bautechnik 81, Heft 5. Ernst & Sohn. Berlin 2004. S. 353 - 356.
- [46] Wimmer, H. et al.: Beitrag zur Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden. In: Tagungsbeiträge - 6. Österreichische Geotechniktagung 18. und 19. Jänner 2007. Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Wien 2007, S. 177 -188.
- [47] Firmenprospekt der Firma ISCHEBECK - Formeln zur Bemessung der Knicklast. Ennepetal 2005-03-08.
- [48] Krapfenbauer, R. / Sträussler E.: Bautabellen. J&V Schulbuchverlag. Wien 1993.
- [49] Fink, J. et al.: Vorlesungsskriptum Stahlbau 1. Technische Universität Wien. Wien 2004-10.
- [50] Vogt, N. / Vogt, S.: Rechenprogramm zum Nachweis seitlich gestützter stabilitätsgefährdeter Pfähle auf EXCEL-Basis. In: http://www.gb.bv.tum.de/b_pfahlknicken.htm, 2007-09-07.

Symbolverzeichnis

Kapitel 5:

- q_d ... Bemessungswert des Sohldrucks (Einwirkung) [kN/m²]
- $q_{r,d}$... Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes [kN/m²]
- Q_d ... Bemessungswert der resultierenden Sohldruckkraft [kN/m]
- A' ... rechnerische Grundfläche des Fundaments [m²]
- A ... Grundfläche des Fundaments [m²]
- b' ... rechnerische Breite des Fundamentes [m]
- e_b ... Exzentrizität in Richtung Seite b [m]
- l' ... rechnerische Länge des Fundamentes [m]
- e_l ... Exzentrizität in Richtung Seite l [m]

Kapitel 6:

- A_{erf} ... erforderliche Ankerplattengröße [cm²]
- F_{sd} ... Bemessungslast pro Pfahl [kN]
- f_{cd} ... Betondruckspannung [kN/cm²]

- N_{Ed} ... Bemessungswert der axialen Pfahldruckkraft (= Fundamentlast)
- $N_{c,Rd}$... Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit des Bohrpfahles (bzw. des Stahltraggliebes)
- A ... Querschnittsfläche des Stahltraggliebes
- f_y ... Streckgrenze in Abhängigkeit der Stahlgüte des Traggliebes
- γ_{M0} ... Teilsicherheitsbeiwert

- R_{ck} ... charakteristischer Druckpfahlwiderstand
- R_{bk} ... charakteristischer Pfahlfußwiderstand aus Spitzendruck
- R_{sk} ... charakteristischer Pfahlmantelwiderstand aus Mantelreibung
- R_{cd} ... Bemessungswert Druckpfahlwiderstand
- R_{bd} ... Bemessungswert Pfahlfußwiderstand aus Spitzendruck
- R_{sd} ... Bemessungswert Pfahlfußwiderstand aus Mantelreibung
- A_b ... Pfahlfußfläche
- A_{si} ... Pfahlmantelfläche in der Schicht i
- q_{bk} ... charakteristischer Wert des Spitzendrucks
- q_{sik} ... charakteristischer Wert der Mantelreibung

d_{Pfahl} ... Durchmesser Verpresskörper [m]

$l_{\text{Pfahl oben}}$... Pfahllänge Fundament bis Kiesschicht [m]

$l_{\text{Pfahl Kies}}$... Pfahllänge in der tragfähigen Kiesschicht [m]

$l_{\text{Überst.}}$... Zuschlag für Pfahlkopf [m]

$l_{\text{Pfahl Ges.}}$... Gesamte Pfahllänge [m]

$e_{\text{max.}}$... Maximal möglicher Abstand der Pfähle in Fundamentlängsrichtung [m]

Stk./10 m Fundament ... Erforderliche Pfahlanzahl je 10 m Fundament [m]

$l_{\text{Pfähle}}/10 \text{ m Fundament}$... Gesamtlänge der Pfähle je 10 m Fundament [m]

$V_{\text{Verpr.}}/10 \text{ m Fundament}$... Erforderliche Menge Verpressmörtel je 10 m Fundament [m³]

Kapitel 7:

L ... Pfahllänge [m]

c ... Bettungsziffer [kN/m²]

c_u ... Undrained Scherfestigkeit [kN/m²]

D ... Außendurchmesser [m]

d ... Innendurchmesser [m]

A ... Querschnittsfläche Stahltragglied [cm²]

W_{pl} ... Plastisches Widerstandsmoment [cm³]

I ... Trägheitsmoment [cm⁴]

E ... E-Modul [kN/cm²]

f_y ... Streckgrenzenspannung [kN/cm²]

N_{pl} ... Plastische Normalkraft [kN]

M_{pl} ... Plastisches Moment [kNm]

N_u ... Knicklast [kN]

Tabellenverzeichnis

<i>Tabelle 1: Lastaufstellung Dachaufbau</i>	16
<i>Tabelle 2: Auflagerlasten zufolge Dachaufbau</i>	18
<i>Tabelle 3: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß.....</i>	18
<i>Tabelle 4: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 3. Obergeschoß</i>	18
<i>Tabelle 5: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß.....</i>	18
<i>Tabelle 6: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 2. Obergeschoß</i>	19
<i>Tabelle 7: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß.....</i>	19
<i>Tabelle 8: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 1. Obergeschoß</i>	20
<i>Tabelle 9: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß.....</i>	20
<i>Tabelle 10: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Erdgeschoß</i>	21
<i>Tabelle 11: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß.....</i>	21
<i>Tabelle 12: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Kellergeschoß</i>	22
<i>Tabelle 13: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 (Bestand).....</i>	22
<i>Tabelle 14: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß.....</i>	23
<i>Tabelle 15: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 3. Obergeschoß.....</i>	23
<i>Tabelle 16: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß.....</i>	24
<i>Tabelle 17: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 2. Obergeschoß.....</i>	24
<i>Tabelle 18: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß.....</i>	24
<i>Tabelle 19: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 1. Obergeschoß.....</i>	25
<i>Tabelle 20: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß</i>	25
<i>Tabelle 21: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Erdgeschoß</i>	26
<i>Tabelle 22: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß.....</i>	26
<i>Tabelle 23: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Kellergeschoß.....</i>	27
<i>Tabelle 24: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 (Bestand).....</i>	27
<i>Tabelle 25: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß nach Sanierung.....</i>	28
<i>Tabelle 26: Auflagerlasten Decke über 2. + 1. Obergeschoß nach Sanierung</i>	28
<i>Tabelle 27: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß nach der Sanierung.....</i>	29
<i>Tabelle 28: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach der Sanierung.....</i>	29
<i>Tabelle 29: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 1 (nach Sanierung).....</i>	30
<i>Tabelle 30: Auflagerlasten Decke über 3. Obergeschoß nach Sanierung.....</i>	31
<i>Tabelle 31: Auflagerlasten Decke über 2. + 1. Obergeschoß nach Sanierung</i>	31
<i>Tabelle 32: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß nach Sanierung.....</i>	32
<i>Tabelle 33: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach Sanierung</i>	33
<i>Tabelle 34: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 1 (nach Sanierung)</i>	33
<i>Tabelle 35: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß Bestand.....</i>	35
<i>Tabelle 36: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 2. Obergeschoß</i>	35

<i>Tabelle 37: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß</i>	36
<i>Tabelle 38: Auflagerlasten zufolge Außenmauer 1. Obergeschoß Bestand</i>	36
<i>Tabelle 39: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß Bestand</i>	36
<i>Tabelle 40: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Erdgeschoß Bestand</i>	37
<i>Tabelle 41: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß Bestand</i>	37
<i>Tabelle 42: Auflagerlasten zufolge Außenmauer Kellergeschoß Bestand</i>	38
<i>Tabelle 43: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 (Bestand)</i>	38
<i>Tabelle 44: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß Bestand</i>	39
<i>Tabelle 45: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 2. Obergeschoß Bestand</i>	40
<i>Tabelle 46: Auflagerlasten Decke 1. Obergeschoß Bestand</i>	40
<i>Tabelle 47: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer 1. Obergeschoß Bestand</i>	40
<i>Tabelle 48: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß Bestand</i>	41
<i>Tabelle 49: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Erdgeschoß Bestand</i>	41
<i>Tabelle 50: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß Bestand</i>	41
<i>Tabelle 51: Auflagerlasten zufolge Mittelmauer Kellergeschoß Bestand</i>	42
<i>Tabelle 52: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 (Bestand)</i>	42
<i>Tabelle 53: Auflagerlasten Decke 2. Obergeschoß nach Sanierung</i>	43
<i>Tabelle 54: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß nach Sanierung</i>	43
<i>Tabelle 55: Auflagerlasten Decke über Erdgeschoß nach Sanierung</i>	44
<i>Tabelle 56: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach Sanierung</i>	44
<i>Tabelle 57: Zusammenstellung Fundamentlasten Außenmauer Haus 2 (nach Sanierung)</i>	45
<i>Tabelle 58: Auflagerlasten Decke über 2. Obergeschoß nach Sanierung</i>	46
<i>Tabelle 59: Auflagerlasten Decke über 1. Obergeschoß + Erdgeschoß nach Sanierung</i>	46
<i>Tabelle 60: Auflagerlasten Decke über Kellergeschoß nach Sanierung</i>	47
<i>Tabelle 61: Zusammenstellung Fundamentlasten Mittelmauer Haus 2 (nach Sanierung)</i>	48
<i>Tabelle 62: Zusammenstellung der Fundamentlasten für Haus 1 + Haus 2</i>	49
<i>Tabelle 63: Ermittlung der Lasterhöhung nach Sanierung</i>	50
<i>Tabelle 64: Bohrprofil 1 [32]</i>	51
<i>Tabelle 65: Bohrprofil 2 [32]</i>	52
<i>Tabelle 66: Fundamentlasten</i>	54
<i>Tabelle 67: Fundamentabmessungen</i>	56
<i>Tabelle 68: Zulässige Sohldruckwiderstände $q_{f,d}$ [kN/m²]</i>	56
<i>Tabelle 69: Ermittlung Resttragfähigkeit in Abhängigkeit des Bodens</i>	57
<i>Tabelle 70: Bemessungswert der Betondruckspannung [39, S. 43]</i>	60
<i>Tabelle 71: Technische Daten ISCHEBECK® - Ankerpfahl TITAN [15, S. 26]</i>	64
<i>Tabelle 72: Technische Daten GEWI® und GEWI® Plus - Pfahl [43, S. 32]</i>	64
<i>Tabelle 73: Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Bohrpfähle [17, S. 8]</i>	66

<i>Tabelle 74: Grenzmantelreibungswerte q_{sk} für Verpresspfähle nach DIN 1054 [10, S. 103]</i>	67
<i>Tabelle 75: Zusammenstellung Fundamentlasten</i>	68
<i>Tabelle 76: Ermittlung Verpresskörperdurchmesser [15, S. 6]</i>	68
<i>Tabelle 77: Bohrpfahldurchmesser ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN</i>	69
<i>Tabelle 78: Bohrpfahldurchmesser GEWI - Pfahl</i>	69
<i>Tabelle 79: Exemplarische Berechnung Fundamentunterfangung Mittelmauer Haus 1</i>	71
<i>Tabelle 80: Nachweis der inneren Tragfähigkeit Außenmauern Haus 1 und Haus 2</i>	72
<i>Tabelle 81: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Außenmauer Haus 1</i>	73
<i>Tabelle 82: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Außenmauer Haus 2</i>	74
<i>Tabelle 83: Nachweis der inneren Tragfähigkeit Mittelmauern Haus 1 und Haus 2</i>	75
<i>Tabelle 84: Nachweis der inneren Tragfähigkeit Mittelmauern HAUS 1 und HAUS 2</i>	76
<i>Tabelle 85: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 1 (ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN)</i> 77	
<i>Tabelle 86: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 1 (GEWI - Pfahl)</i>	78
<i>Tabelle 87: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 2 (ISCHEBECK Ankerpfahl - TITAN)</i> 79	
<i>Tabelle 88: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Mittelmauer Haus 2 (GEWI - Pfahl)</i>	80
<i>Tabelle 89: Zusammenstellung Pfahlparameter</i>	81
<i>Tabelle 90: Richtwerte der undränierten Scherfestigkeit [15, S. 28]</i>	83
<i>Tabelle 91: Eingangparameter für die Ermittlung der Knicklasten</i>	85
<i>Tabelle 92: Ermittlung der Knicklasten N_u</i>	86
<i>Tabelle 93: Vergleich Knicklast N_u mit plastischer Normalkraft N_{pl}</i>	87
<i>Tabelle 94: Querschnittswerte für GEWI - Pfähle nach Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt [50]</i>	88
<i>Tabelle 95: Eingabemaske des Programms von Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt [50]</i>	89

Abbildungsverzeichnis

<i>Abbildung 1: Streifenfundament allgemein [1, S. 142].....</i>	3
<i>Abbildung 2: Fundament an der Grundgrenze [1, S. 142]</i>	3
<i>Abbildung 3: Schnitt durch Pfeilergründung [1, S. 143]</i>	4
<i>Abbildung 4: Schematische Darstellung einer Holzpfahlgründung [3, S. 185].....</i>	4
<i>Abbildung 5: Herstellungsschritte [5].....</i>	5
<i>Abbildung 6: Kraftübertragung durch Mantelreibung [6, S. 94].....</i>	5
<i>Abbildung 7: Schnitt GEWI - Pfahl [12].....</i>	7
<i>Abbildung 8: Herstellungsphasen eines Verpresspfahles [13, S. 29]</i>	7
<i>Abbildung 9: Aufbau Ankerpfahl - TITAN [15, S. 6].....</i>	8
<i>Abbildung 10: Schnitt Ankerpfahl - TITAN [14 S. 3]</i>	8
<i>Abbildung 11: Pfahlquerschnitt [14, S. 3]</i>	8
<i>Abbildung 12: Kleinbohrgerät für den Einsatz unter beengten Verhältnissen [5].....</i>	10
<i>Abbildung 13: Leistungsstärkeres Bohrgerät [5].....</i>	10
<i>Abbildung 14: Kombinierte Misch- bzw. Verpresspumpe [5]</i>	10
<i>Abbildung 15: System Dachstuhl.....</i>	13
<i>Abbildung 16: Aufbau Dippelbaumdecke (FB1)</i>	14
<i>Abbildung 17: Aufbau Tramdecke (FB2)</i>	14
<i>Abbildung 18: Aufbau Ziegelgewölbe (FB3).....</i>	14
<i>Abbildung 19: Schematischer Grundriss Haus 1 [1, S. 395]</i>	15
<i>Abbildung 20: Schnitt A-A (Haus 1).....</i>	15
<i>Abbildung 21: Einflussbreiten Außenmauer Haus 1</i>	16
<i>Abbildung 22: Auflagerlasten (R - Stab) zufolge Eigengewicht (links) sowie Wind und Schnee (rechts).....</i>	17
<i>Abbildung 23: Einflussbreiten Mittelmauer Haus 1</i>	23
<i>Abbildung 24: Schematischer Grundriss Haus 2 [1, S. 392]</i>	34
<i>Abbildung 25: Schnitt A-A (Haus 2).....</i>	34
<i>Abbildung 26: Einflussbreiten Außenmauer Haus 2</i>	35
<i>Abbildung 27: Einflussbreiten Mittelmauer Haus 2</i>	39
<i>Abbildung 28: Sohldruckwiderstände für verschiedene Bodenarten [34]</i>	55
<i>Abbildung 29: Bohrung aus Wandnische [35]</i>	58
<i>Abbildung 30: Pfahlkopf in Nische [5]</i>	58
<i>Abbildung 31: Schrägbohrung aus Fundamentnische [2, S. 13]</i>	58
<i>Abbildung 32: Abschnittsweiser Streichbalken [36 S. 88].....</i>	59
<i>Abbildung 33: Durchgehender Streichbalken [36 S. 88].....</i>	59
<i>Abbildung 34: Pfahlanordnung bei einseitiger Zugangsmöglichkeit</i>	59
<i>Abbildung 35: Zusammenstellung der verschiedenen Pfahlausführungen [37, S. 28].....</i>	60
<i>Abbildung 36: Aufgeschraubtes Druckstück [38]</i>	60

<i>Abbildung 37: Ankerplatte [38]</i>	60
<i>Abbildung 38: Stabwerkmodell</i>	61
<i>Abbildung 39: Spaltzugbewehrung [15, S. 8]</i>	62
<i>Abbildung 40: Bewehrung Pfahlkopf (Druckpfahl) [35]</i>	62
<i>Abbildung 41: Mauerwerksinjektion [41, S. 25]</i>	63
<i>Abbildung 42: Bewehrung in Wandebene [41, S. 25]</i>	63
<i>Abbildung 43: Stahlbetonstützen [42, S. 11]</i>	63
<i>Abbildung 44: Stahlbetonschale (Manschette) [42, S. 11]</i>	63
<i>Abbildung 45: Unterfangung der Mittelmauern bzw. der beidseitig zugänglichen Außenmauern</i>	67
<i>Abbildung 46: Bestimmung Pfahldurchmesser [15, S. 6]</i>	68
<i>Abbildung 47: Bohrkronen Ankerpfahl - TITAN [15, S. 8]</i>	68
<i>Abbildung 48: Formbeiwerte α für die Ermittlung von W_{pl} [49]</i>	85

Eigenständigkeitserklärung

Ich erkläre hiermit, dass ich meine Diplomarbeit selbständig verfasst und alle verwendeten Unterlagen, Hilfsmittel und die zugrunde gelegte Literatur genannt habe.

Krems, im September 2007

Unterschrift