



# DIPLOMARBEIT

## Master's Thesis

### **Unterfangung von historischen Bauwerken mit Segmenteinpresspfählen**

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

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch  
StaffScientist Dipl.-Ing. Dr.techn.Korjenic Sinan  
E206 - Institut für Hochbau und Technologie

Eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von  
Joanna Meschik  
Matr.-Nr. 9926160  
Jungstrasse,1020 Wien

Wien, im August 2009

*Für meinen Vater Czeslaw Strzelec.*

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>7</b>
1.1	Ziel der Diplomarbeit . . . . .	7
1.2	Vorgangsweise . . . . .	7
1.3	Definition, Begriffsbestimmung, Abgrenzung . . . . .	7
<b>2</b>	<b>Vorbetrachtungen zu Unterfangungen</b>	<b>9</b>
2.1	Historische Gründungen . . . . .	9
2.1.1	Grundbaukenntnisse bis zum 19. Jahrhundert . . . . .	9
2.1.2	Entwicklung der Entwurfsverfahren . . . . .	10
2.1.3	Historische Gründungsarten . . . . .	11
2.1.4	Kriterien für Unterfangung historischer Bauten . . . . .	14
2.2	Ursache von Setzungen . . . . .	15
2.3	Typische Schadensbilder im Mauerwerksbau . . . . .	17
2.4	Maßnahmen zur Unterfangung . . . . .	20
2.4.1	Schadensanalyse . . . . .	20
2.4.2	Entscheidung über eine Unterfangungsmaßnahme . . . . .	22
2.4.3	Verformungsarme Unterfangungsmethoden . . . . .	22
<b>3</b>	<b>Segmenteinpresspfähle</b>	<b>23</b>
3.1	Einordnung von Segmenteinpresspfählen . . . . .	23
3.2	Entwicklung . . . . .	25
3.3	Hersteller, Systeme . . . . .	26
3.4	Ausführung . . . . .	30
3.5	Kombination der Segmenteinpresspfähle mit anderen konstruktiven Maßnahmen . . . . .	35
3.6	Einpressbarkeit . . . . .	36
3.7	Anwendungsgebiete . . . . .	36
3.8	Ausführungsbeispiele . . . . .	38
3.8.1	Burg Lenzen an der Elbe in Brandenburg . . . . .	38
3.9	Anwendung als Hilfsgründung . . . . .	39
3.9.1	Richten schiefer Türme . . . . .	39
3.9.2	Verschiebung von Gebäuden . . . . .	41
3.9.3	Nachträgliche Schwingungsisolierung . . . . .	43
<b>4</b>	<b>Ursprünge und heutige Verbreitung des Verfahrens</b>	<b>46</b>
4.1	Ursprünge . . . . .	46
4.2	Das Urprojekt . . . . .	47
4.2.1	Allgemeine Objektbeschreibung . . . . .	47
4.2.2	Beschreibung der örtlichen Bodenverhältnisse . . . . .	48
4.2.3	Baugeschichte 1889-1938 . . . . .	50
4.2.4	Erste Untersuchungen 1936 . . . . .	51
4.2.5	Unterfangung 1938 . . . . .	52
4.2.6	Fehleranalyse aus heutiger Sicht . . . . .	55
4.3	Verbreitung der Presssegmentpfähle heute . . . . .	56
4.3.1	Fragestellungen . . . . .	56
4.3.2	Methodik, Datenerhebung . . . . .	57

4.3.3	Erhebungen . . . . .	58
4.3.4	Auswertung . . . . .	59
4.3.5	Interpretation . . . . .	65
<b>5</b>	<b>Berechnungs- und Bemessungsansätze</b>	<b>67</b>
5.1	Aktuelle Normungssituation . . . . .	67
5.2	Tragverhalten von Pfählen . . . . .	68
5.3	Innerer und äußerer Tragwiderstand . . . . .	69
5.4	Widerlagertragfähigkeit . . . . .	70
5.5	Knickverhalten von Segmenteinpresspfählen . . . . .	71
5.6	Vorgangsweise bei der statischen Vorbemessung . . . . .	72
	5.6.1 Pfahlanzahl und theoretisch anfallende Lasten . . . . .	72
	5.6.2 Pfahlabstände . . . . .	72
5.7	Kontrolle der Vortriebskraft . . . . .	73
	5.7.1 Grenzen des Vortriebes . . . . .	73
	5.7.2 Pressprotokolle . . . . .	74
5.8	Eindringwiderstand vs. Tragwirkung des Pfahles . . . . .	75
5.9	Beispiel zur Festlegung der zu erwartenden Tragfähigkeit des Pfahles, sowie zur Bestimmung der Einbringkraft . . . . .	77
5.10	Schlussfolgerungen . . . . .	79
<b>6</b>	<b>Anhang</b>	<b>84</b>

## Zusammenfassung

Setzungen eines Bauwerkes können durch verschiedene Ursachen hervorgerufen werden. Der Fehler muss nicht nur in der Gründungsart oder Dimensionierung liegen. Auch spätere Ereignisse, wie z. B. Grundwasserabsenkung, nachträgliche Baumaßnahmen am Bauwerk oder Baumaßnahmen in der Umgebung können den Grund für Setzungen darstellen.

Die in solchen Fällen oft erforderliche Nachgründung des Gebäudes stellt eine große Herausforderung dar. Für Nachgründungsarbeiten gibt es eine Reihe von Methoden, welche je nach Randbedingungen zum Einsatz kommen. An historische Bauten, welche besonders sensibel auf Verformungen reagieren, erweisen sich nur wenige Verfahren als brauchbar.

Das Verfahren mit Segmenteinpresspfählen ist für die nachträgliche Gründungssanierung von Gebäuden mit bis etwa vier Stockwerken konzipiert. Es kommt vor allem dann zu Anwendung wenn noch beengte Platzverhältnisse herrschen. Darüber hinaus müssen noch zwei entscheidende bodenmechanische Eigenschaften vorhanden sein, welche den Einsatz des Verfahrens erst ermöglichen. Die Bodenschicht unter der Gründung muss leicht durchpressbar sein um die Pfähle überhaupt erst einbringen zu können, und es muss in erreichbarer Tiefe eine tragfähige Schicht vorhanden sein. Nur so kann der Pfahl statisch als Standpfahl wirken. Der Einsatz als Reibungspfähle ist nicht zielführend. Die Pfähle werden als einzelne Stahlbetonsegmente mittels hydraulischen Pressen einer nach dem anderen in den Boden eingepresst, bis sie bei einer Presskraft von meist der doppelten Gebrauchslast stehen bleiben.

Als Widerlager dient das Gebäude, das auch für die Wahl der Presskraft einschränkend wirken kann und genau zu beobachten ist.

Der ganze Vorgang wird unter Erstellung von Pressprotokollen laufend kontrolliert und somit wird jeder Pfahl zu einem Probepfahl.

Zusammenfassend hat die Rechercharbeit ergeben, dass die Methode seit ungefähr 30 Jahren im norddeutschen Raum und Holland auftritt. Anfangs kam das Verfahren in Bergbaugebieten zum Einsatz um Auswirkungen des Abbaues an Gebäuden erschütterungs- und fast setzungsfrei zu beheben. Später wurde das Verfahren auch auf andere Gebiete ausgeweitet.

Das erste nachweisliche Großprojekt mit Segmenteinpresspfählen liegt bereits 70 Jahre zurück. In der Literatur wird die Nachgründung eines Postamtes in Konstanz beschrieben. Diese vermutlich erste Anwendung von Segmenteinpresspfählen wurde im Jahr 1938 durchgeführt. Allerdings konnte kein Erfolg erzielt werden, da die Pfähle nicht die erforderliche Tiefe bzw. tragfähige Schicht erreicht hatten, was jedoch als Voraussetzung für die nachhaltige Wirkung gilt.

## Summary

The settlement of historical buildings is not only caused by mistakes in designing itself. It also happens when marginal conditions later change. For example water table drawdown, changing of usage of the building, or construction works in the surrounding.

In such cases underpinning is often the only way not to endanger the existing structure. On historical brick buildings which are typically highly sensitive on settlements, only a few methods can meet the requirements.

The underpinning method is one of them, given that the ground is penetrable. Especially it is used when the space to work is limiting.

This method uses factory-prefabricated reinforced concrete segments, that are pressed into the soil one after another. The pressure is provided by a hydraulic press based itself on the existing foundations, that offers resistance. This resistance is often the limiting the presser force, and so we have to temper the wind to the shorn lamb. The process of sinking the piles has to be controlled permanently. The final presserforce of every pile is known, so that in fact every pile is tested.

After all that we can say that the „segmental hydraulic pressed pile „ gain currency in northern Germany and the Netherlands since at least 30 years. Commencing in the underground mining areas, to remedy effects on urban buildings. Later also in other fields.

The oldest evidence for the usage of segmental hydraulic pressed piles is dated in the year 1938. It is the underpinning of a huge postal office in Konstanz in Germany that was settled in clay. The described method had already all components of the modern methods, except the fact that the segments were produced on the building site.

# 1 Einleitung

## 1.1 Ziel der Diplomarbeit

Segmentpresspfähle und ihre Anwendungen stellen eine junge Entwicklung im Spezialtiefbau dar. Hauptziel der Diplomarbeit ist es Informationen zu diesem Verfahren zu verdichten und sammeln, und in Bezug zu historischen Bauten zu setzen sowie eine Entscheidungshilfe zur Verfahrenfestlegung zu bieten.

Der Aufbau dieser Arbeit ermöglicht sich schnell einen Überblick über die Grundlagen des Verfahrens zu machen. Der Interessierte wird zuerst mit Geschichte und Wirkungsweise der Segmenteinpresspfähle vertraut gemacht. Es folgt eine Aufstellung der verschiedenen Hersteller im deutschsprachigen Raum, sowie deren besonderer Techniken und Anwendungen.

Im weiteren werden die geologischen, ökonomischen und räumlichen Randbedingungen, unter welchen das Verfahren sich bewehrt, herausgearbeitet und analysiert. Ergänzend finden sich noch Beispiele zur statischen Vordimensionierung.

## 1.2 Vorgangsweise

Literaturrecherche, Auswertung von Internetquellen, Anfragen bei Firmen

## 1.3 Definition, Begriffsbestimmung, Abgrenzung

Definition Unterfangung:

W. Meiniger definiert den Begriff Unterfangungen wie folgt: „Unter dem Begriff Unterfangungen werden alle Umbaumaßnahmen verstanden, mit denen eine bestehende Flachgründung gesichert wird. Dabei werden die Fundamentlasten der bestehenden Gründung auf eine neue, tiefer liegende Gründung umgelagert.“ [1]

Es können folgende Gründe für eine Unterfangung vorliegen:

- Fehlerhafte Fundamente und daraus resultierende Schäden am Gebäude
- Veränderungen des Baugrundes
- Lasterhöhung infolge von Aufstockung, Änderung der Nutzung oder Dachgeschossausbau
- Sicherung der Fundamente bei einer Ausschachtung

In der Literatur bezeichnet man oft als Unterfangungen nur die Maßnahmen, die der Sicherung eines Gebäudes im Zusammenhang mit der Herstellung einer Baugrube die-

nen. In dieser Arbeit hat man sich für die breitere Definition des Begriffes entschieden, die die Unterfangung auch als Nachgründung betrachtet.

### **Gebrauchslast**

Die Gebrauchslast ist die bei üblicher Nutzung eines Bauwerkes zu erwartende Beanspruchung (ohne Multiplikation mit Sicherheitsbeiwert).

### **Traglast**

Die Traglast ist eine theoretische Grenze, bei der das Bauteil oder das ganze Tragsystem rechnerisch versagen würde.

Begriffe nach DIN EN 12699: 2000

### **Verdrängungspfahl**

Pfahl, der im Boden ohne Bohren oder Aushub von Bodenmaterial hergestellt wird, ausgenommen zur Begrenzung von Hebungen und Erschütterungen, zum Entfernen von Hindernissen oder als Einbringhilfe.

### **Einbringshilfen**

Verfahren, mit denen das Eindringen eines Pfahls in den Baugrund unterstützt wird, z.B. Spülen, Vorbohren, Sprengen, Vorrammen.

### **eingepresster Fertigpfahl**

Pfahl, der durch statische Kraft in den Boden eingepresst wird.

### **lastgesteuerte statische Probelastung**

Statischer Belastungsversuch, bei dem ein Versuchspfahl mit steigenden Laststufen beansprucht wird, die jeweils so lange konstant gehalten werden, bis die Pfahlbewegung nahezu beendet ist oder auf ein vorgegebenes Maß abgeklungen ist.

## 2 Vorbetrachtungen zu Unterfangungen

### 2.1 Historische Gründungen

#### 2.1.1 Grundbaukenntnisse bis zum 19. Jahrhundert

Bei Sanierungsarbeiten kommt das moderne Bauingenieurwesen in Berührung mit der Vergangenheit und mit den Werken alter Baumeister. Dabei versucht man die historische Baumasse so wenig wie möglich zu verändern um die Kräfteverläufe nicht zu stören. Der heutige Ingenieur benötigt also ein tieferes Verständnis der alten Konstruktionen.

Da die meisten Schäden an historischen Bauten auf zu schwache Fundamente zurückzuführen sind, liegt das Hauptinteresse bei der Gründungsform und deren Zusammenspiel mit dem Untergrund.

In „Sicherung historischer Bauten“ gibt Pieper die Erklärung für die oft schwerwiegenden Fehler im Gründungsbereich: „Ein überlasteter Baugrund beginnt sehr langsam zu fließen, und erst die nächsten oder noch spätere Generationen haben die Auswirkungen feststellen, aber nicht mehr auswerten können, weil ja die Überlegungen der Planer nie schriftlich niedergelegt wurden. Auch haben die Baumeister auf ihren Wanderungen immer die aufgehenden Konstruktionen gesehen, aber nie die im Boden steckenden Fundamente. Von diesen hat es auch keine Pläne gegeben.“ [4]

Bis zum 19. Jhd. gab es keine Baugrundlehre auf wissenschaftlicher Grundlage. Man schenkte der Gründungen nur wenig Beachtung. Bei gewöhnlichen Bauten reichte auch nur die Vergrößerung der Mauerdicke an der Gründungssohle. Die meisten Gebäude konnten große Setzungen ohne Schaden aufnehmen. Es lag an den Eigenschaften der Bauten. „Vor dem 19. Jhd. bestand das tragende System der meisten großen Gebäude aus starken, jedoch etwas elastischen Hauptmauern, die durch massive aber gleichfalls nachgiebige Wände verbunden waren, welche sich gegenseitig rechtwinkelig schnitten.“ [5]

Die meisten Fehler entstanden bei ungewöhnlichen Bauten, bei denen man auf keine Erfahrungen zurückgreifen konnte. Dies betrifft sowohl die Form und Größe des Gebäudes als auch die erschwerten Untergrundbedingungen. Da man meistens versuchte für ein bedeutendes Bauwerk einen guten tragfähigen Boden auszusuchen, war das Wissen über Bauen bei schlechteren Bodenverhältnissen entsprechend geringer. Obwohl aber viele der historischen Bauten die zulässige Belastung der heutigen Normen stark überschreiten, überdauerten viele von ihnen hunderte von Jahren. Es liegt an gleichmäßigen Setzungen, die zu keinen Schäden führen sowie am sehr langsamen Nachgeben des Untergrundes.

In der Zeit der industriellen Entwicklung stieg der Bedarf an großen, schweren und unaufwendigen Gebäuden, die oft in schlechten Bodenverhältnissen platziert wurden und die viel empfindlicher gegen Setzungen waren. Dies und auch die Kostenfrage, die auch an Bedeutung gewann, führten zu genaueren Betrachtung des Untergrundes mit dem Ziel der Erstellung hilfreicher Regelwerke. vgl. [5]

### 2.1.2 Entwicklung der Entwurfsverfahren

Auf der Suche nach einem Verfahren, das für die Bemessung der Fundamente geeignet wäre, führte man nach dem Jahr 1870 den Begriff der „zulässigen Bodenpressung“ ein. Es war ein rein empirischer Wert. Dabei waren Setzungsschäden ein Indikator für überschrittene Bodenpressungen. Man dokumentierte Schäden an Bauwerken, die auf einem ähnlichen Untergrund standen aber deren Fundamente verschiedene Pressung in den Baugrund übertragen haben. Auf diese Art entstanden Tabellen über zulässige Bodenpressung, die in Bauordnungen aufgenommen wurden.

Das Einhalten der zulässigen Bodenpressung verhinderte aber nicht immer die Setzungsschäden. Die Tabellen beinhalteten viele Unklarheiten bei Bezeichnungen von Bodenarten und auch Informationen, die keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Untergrundes hatten. Die wichtigen Eigenschaften, wie z.B Lagerungsdichte wurden nicht erfasst.

In der nächsten Entwicklungsstufe begann man mit Probelastungen um die Baugrundverhältnisse genauer zu untersuchen. Die dabei erhaltenen Last-Setzungskurven gaben aber Aufschluss über nur geringe Tiefen.

Die Entdeckung des Einflusses der Gebäudeart und der Größe der Lastfläche auf das Setzungsverhalten führten letztendlich zu Entstehung der geeigneten Bemessungsansätze.

Die Berechnung der Pfahlgründungen erschien auch erst in der Zeit der industriellen Entwicklung notwendig. Bis zu dieser Zeit wurden in den Untergrund so viele Pfähle eingerammt, wie viel der Boden aufnehmen konnte, da es an Holz und Arbeitskraft nicht gemangelt hat.

Die theoretischen Überlegungen führten zur Entstehung Pfahlformel, die aber mit vielen Mängeln behaftet waren. Als sinnvoller erwies sich dann die Durchführung von Belastungsversuchen an Probepfählen, um die zulässige Pfahlbelastung zu bekommen. Die Anzahl der benötigten Pfählen ergab sich durch das Dividieren der Gesamtlast durch die zulässige Belastung pro Pfahl.

Es stellte sich heraus, dass eine Pfahlgruppe auf den Untergrund anders als ein Einzelpfahl wirkt. Es sind die Spannungen im Baugrund zu betrachten, die durch die Gesamtlast erzeugt werden. vgl. [5]

Mehr zu Berechnung von Pfahlgruppen findet sich im Kapitel 6: Bemessungs- und Berechnungsansätze.

### 2.1.3 Historische Gründungsarten

Als historisch bezeichnet der Autor alle Gründungen vor 1920.

#### 1. Streifenfundamente

Es handelt sich um Flachgründungen. Ihre Wirksamkeit ist umso höher je tiefer sie in den Boden einbinden. Als Material diente Bruchstein und seit dem späten 19. Jahrhundert zunehmend unbewehrtes Beton.

Steingründungen treten oft in Kombination mit Steinschüttfundamenten auf.

Sie sind als Bodenaustausch bei weichem plastischem Untergrund mit einer Tiefe bis zu 10 m unter Geländeoberfläche zu sehen. Sie wurden durch das Gewicht des aufgehenden Gebäudes in den Baugrund eingepresst.

„Gründungen aus Stein sind im unteren Bereich meist als Packlage hergestellt, d.h. mit Lage aus Steinen, die man auf die breite Seite (Kopf) stellt, deren Zwischenräume man oben auskeilt, und die man mit einer Schotterschicht (Decklage) bedeckt. Die Packlage ist nicht vermörtelt und häufig bewusst aus einem dichten Gestein (z.B. Granit) hergestellt, um einen wirksamen Schutz gegen aufsteigende Feuchte zu erzielen. Weitere Sperrschichten oberhalb, etwa aus Schieferplatten oder (seit etwa 1800) aus Teerpappe kommen vor.“ [12]

##### a) Gewöhnliche Fundamente

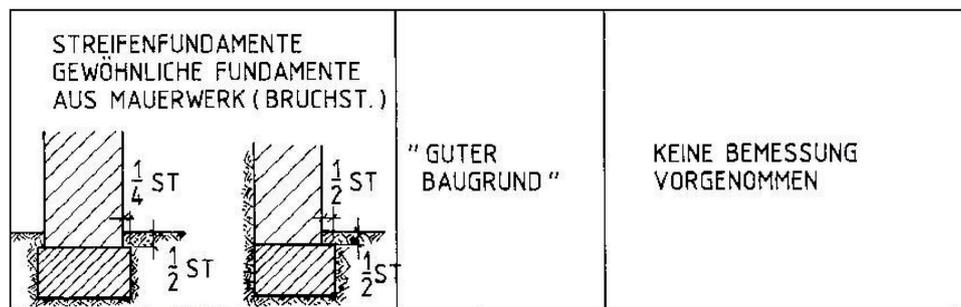


Abbildung 1: Gewöhnliches Fundament [6]

##### b) abgetreppte Fundamente

Die verbreitete Sohle ermöglicht eine größere Druckverteilung. Dabei ist die Abtreppung relativ steil, da eine Verbreiterung über 70° nicht mehr wirksam ist.

## 2. Umgekehrte Gewölbe

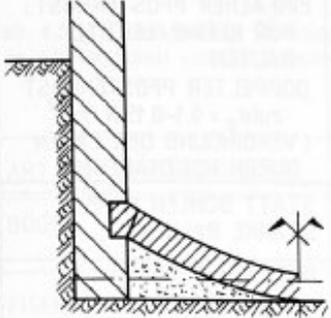
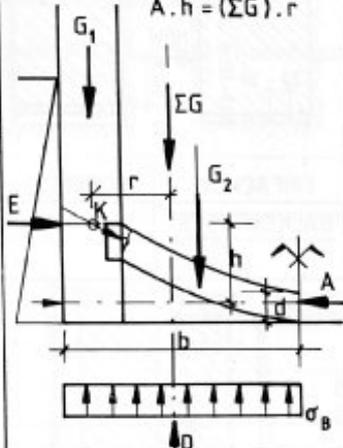
KONSTRUKTIONSSKIZZE	ANWENDUNG BEI BODENART	BEMESSUNG/ KONSTRUKTIONSHINWEISE
<p>UMGEKEHRTE GEWÖLBE (MAUERWERK ZM; BETON)</p> 	<p>LASTVERTEILUNG AUF WENIGER TRAGF. BODEN</p>	<p>FÖRSTER 1911</p> $\Sigma V = 0 = G_1 + G_2 + D$ $A \cdot h = (\Sigma G) \cdot r$ 

Abbildung 2: Umgekehrte Gewölbe [6]

## 3. Pfeilergründungen

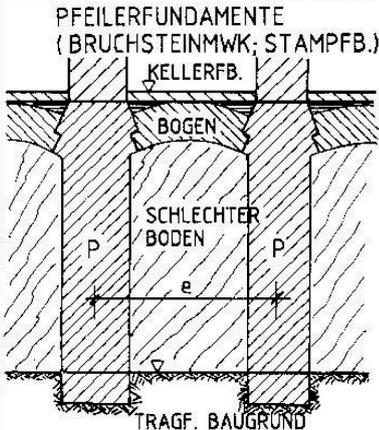
<p>PFEILERFUNDAMENTE (BRUCHSTEINMWK; STAMPFB.)</p> 	<p>TRAGFÄHIGER BODEN TIEFLIEGEND</p>	<p>PFEILERANORDNUNG :</p> <p><math>e \leq 4 \text{ m}</math>; UNTER :</p> <p>MAUERPFEILERN, FENSTERPFEILERN, PFEILERN DES ERDGESCHOSSES, MAUERECKEN, MAUERENDEN, MAUERABZWEIGUNGEN, MAUERKREUZUNGEN, BESONDEREN EINZELLASTEN</p> <p>FUNDAMENTBREITE WIE OBEN</p>
--	--	--

Abbildung 3: Pfeilergründung [6]

## 4. Holzlagen aus Baumstämmen

„Die Holzlagen unter den Fundamenten sind für uns heute fast unverständlich. Sie wurden wohl eingebracht, um bei niedrigem Grundwasserstand in Höhe des Wasserspiegels eine feste Ebene zum Transport der Steine und zum Bau der Fundamente zu bilden. Eine Grundwasserabsenkung ist den alten Baumeistern ja noch nicht möglich gewesen. Auch hatten sie die Erfahrung, dass große Steine im wassergesättigten, durch Bewegung aufgewühlten Boden versackten.“

Was an solchen Stellen seinen Sinn hatte, das wurde dann auch an Stellen angewandt, wo es sinnlos, ja nach unserer Erfahrung schädlich war.“[4]

## 5. Pfahlgründungen

Anwendungsgebiet: weiche, morastische bzw. fließende Böden sowie im Wasser z.B Venedig

Die Holzpfähle sind sehr empfindlich gegen Grundwasserabsenkung.

Bei Holzpfahlgründungen unterscheidet man:

### a) Spickpfahlgründung

Sie besteht aus sehr dicht eingeschlossenen Kurzpählen (0,5 bis 3 m) und ist als Bodenverdichtung oder als „bewehrter Verbundkörper“ zu sehen. Das Fundamentmauerwerk liegt direkt auf den Pfahlköpfen. Die Spickpfähle befinden sich vor allem an Gebäudeecken z.B. Salmannsweiler Hof in Konstanz mit über 400 Pfähle auf ca.  $11 \text{ m}^2$ .

Es gibt auch Kombinationen von Spickpfahlgründung mit Schwellen. (seit dem 16. Jhdt. aus Kantholz) vgl. [12]

### b) Langpfähle

Die Länge der Pfähle liegt zwischen 3 und 20 m, die Abstände zwischen 0,8 und 1,25 m. Langpfähle haben deutlich höhere Tragfähigkeit als die Kurzpfähle.

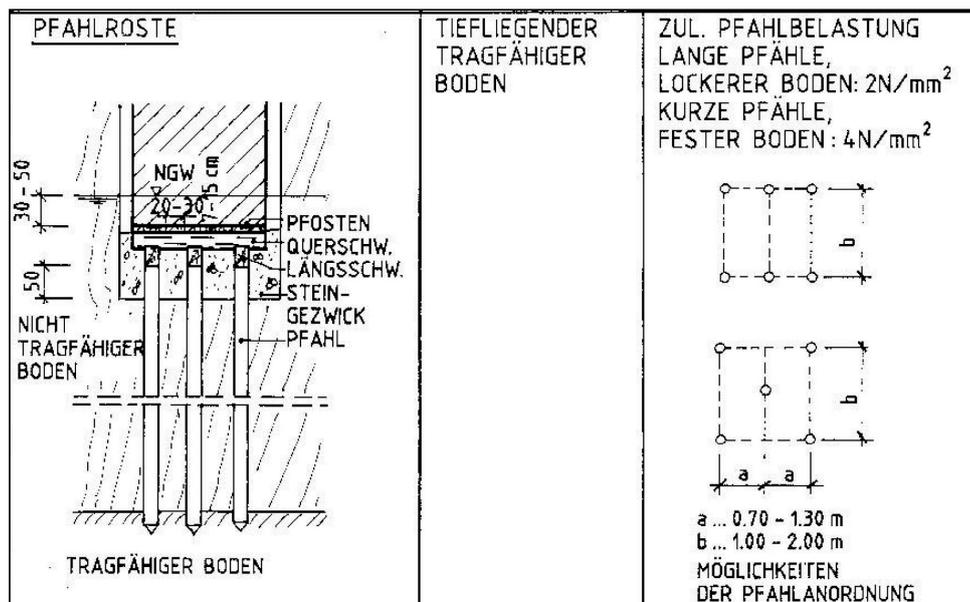


Abbildung 4: Pfahlgründungen [6]

#### 2.1.4 Kriterien für Unterfangung historischer Bauten

Bei der Sicherung historischer Bauten gibt es zwei Kriterien:

- Es dürfen keine Erschütterung auftreten
- Nur sehr geringe Setzungen sind zugelassen

Gefährdete historische Bauten sind sehr empfindlich gegen alle sogar sehr kleine Bewegungen, da sie zu Zerstörung der letzten noch vorhandenen Wege der Lastabtragung führen können. Darüber hinaus unterscheiden sich die Bauwerke aus der vergangenen Jahrhunderten in setzungsrelevanten Eigenschaften von modernen Bauten.

1. Eine historische Gründung hat geringe Zugfestigkeit und Biegesteifigkeit.
2. Der historische Bau wird durch Gewölbe auseinander gedrückt.
3. Er ist empfindlicher gegen ungleichmäßige Senkungen.
4. Die Tragfähigkeit des Bodens wird im hohen Maß ausgenutzt.

## 2.2 Ursache von Setzungen

„Unter Setzungen versteht man die Senkungen eines Bauwerkes infolge der Zusammendrückung und Verformung der Baugrundsicht.“ [5]

Setzungen alleine führen jedoch noch zu keiner Schädigung der Tragstruktur. Schädlich sind in der Regel nur ungleichmäßige, unverträgliche, bzw. nicht erwartete Setzungen.

Das Gewicht des Bauwerkes drückt den unterlagernden Boden zusammen und verformt ihn. Bleibt die Grundfläche des Gebäudes dabei eben, haben wir es mit gleichmäßigen Setzungen zu tun und die Spannungen in der Tragstruktur werden nicht beeinflusst. Die Gesamtsetzung ist somit belanglos. Wenn das Bauwerksgewicht die Grundfläche dagegen verbiegt, kommt es zu zusätzlichen Spannungen, die zu berücksichtigen sind.

Das Bauwerk und sein Untergrund beeinflussen sich gegenseitig sehr stark und können nur als Ganzes gesehen werden.

Aufgrund der Vielfalt der mechanischen Eigenschaften der Erdbaustoffe, Einflüssen der Schichtungen und Randbedingungen, ist eine genaue Vorhersage der zu erwartenden Setzungen jedoch selbst mit heutigen Mitteln kaum möglich.

In der Praxis sind aber grobe Abschätzungen aufgrund von Baugrunduntersuchungen im Vorfeld meist schon ausreichend und sparen Folgekosten.

Vgl. [5] und [2]

Hilmer gibt in „Schäden im Gründungsbereich“ [2] folgende primäre Ursachen für Setzungen an:

- Zusammendrückung des Untergrundes  
z.B: weiche, locker gelagerte Böden; Torf und andere organische Schichten; künstliche Auffüllungen.
- Grundwasserabsenkung  
z.B: Wegfall des Auftriebes; Ausspülen von Feinteilen; Vergrößerung der Spannungen im Untergrund; Entfall der Konservierung organischer Schichten.
- Schrumpfung bindiger Böden  
z.B: Austrocknung, insbesondere unter flach gegründeten Gebäuden; stark saugender Baumbestand
- Durchfeuchtung bindiger Böden  
z.B: Örtliche Veränderung der Tragfähigkeit des Baugrundes, z.B durch Erhöhung des Wassergehaltes z.B. Wasserzutritt aus defekten Kanälen
- Hohlräume  
z.B: Senkungen des Baugrundes über eingebrochenen, unterirdischen Hohlräumen.

- Frosthebung  
z.B: frostempfindliche Böden und nachfolgende Setzungen.
- Drucküberschneidung  
z.B: benachbarte Gebäude (Schäden beim Altbau )

Als weitere Ursachen für Setzungen werden anthropogene Einflüsse genannt:

- Erschütterungen

Erschütterungen können durch Verkehr, Sprengungen, Rammarbeiten, laufende Maschinen sowie durch Erdbeben verursacht werden. Dabei entstehen die meisten Schäden an historischen Bauten aufgrund von Erschütterungen aus dem Verkehr. In den Städten sind vor allem die Straßenbahnen die Hauptverursacher, aber auch Einsatz von schweren Fahrzeugen sowie neue U-Bahn Strecken wirken sich negativ aus.

Auf die Erschütterungen reagieren hauptsächlich Bauwerke, die auf kohäsionslosem Boden stehen. Dabei kommt es nur dann zu Setzungen, wenn das Bauwerk oder der Untergrund schon im Vorfeld unter großen Spannungen und zwar hauptsächlich unter Zug und Schubspannungen gestanden sind.

„Als Beispiel solcher Schäden wird die Katharinenkirche in Braunschweig genannt. Ihre Außenwände sind erst unter der Einwirkung des wachsenden Verkehrs nach dem Zweiten Weltkrieg in Bewegung geraten. Die Bodenverhältnisse und die Belastung entsprachen voll den oben als gefährlich bezeichneten Verhältnissen“ [4]

- Benachbarte tiefe Baugrube
- Lasterhöhung z. B. infolge von Ausbauarbeiten, Einbau von Treppenhäusern und Aufzügen
- Anthropogen verursachte Grundwasserabsenkung  
Grundwasserabsenkungen werden oft beim Bau von Tiefgaragen und Tiefkeller durchgeführt und können in der Nachbarschaft von historischen Bauten das Verfaulen von Pfählen verursachen.
- Setzungen infolge einer Vergrößerung der Belastung des benachbarten Geländes.

## 2.3 Typische Schadensbilder im Mauerwerksbau

Setzungen sind Verformungen, welche wenn sie ungleichmäßig sind, das empfindliche Mauerwerk dazu zwingen sich mitzuverformen. Diese erzwungenen Formänderungen verursachen entsprechende Zwangsspannungen, welche vor allem bei Mauerwerksbauten aufgrund deren Unvermögen Schubkräfte aufzunehmen, schnell zu Rissen führen.

Der Rissverlauf dient oft zur ersten Einschätzung der Schadensursache. Nodoushani schreibt dazu:

„Viele Bauwerksschäden- verursacht aus welchen Gründen auch immer -zeichnen sich durch ihr äußeres Erscheinungsbild ab. Die Zuordnung dieser Schäden ist meist nicht einfach, weil nur selten eine einzige Ursache zu einem Schaden führt. Meist haben Schäden viele Ursachen.

Als Bauschäden sollen Erscheinungen an Bauten bzw. deren Teilen bezeichnet werden, die eine Veränderung der materiellen Eigenschaften des Gebäudes (...) darstellen und dadurch den Wert und die Nutzbarkeit im Vergleich zu einer gewöhnlichen Beschaffenheit herabmindern.(...)“ [10]

Im Folgenden gibt Nodoushani mehrere klassische Schadenstypen historischer Mauerwerksbauten an, welche vom Autor hier komprimiert dargestellt werden.

### 1. Muldenbildung, Muldenlage

Eine Muldenbildung der Gründungssohle erklärt sich, wenn man sich das Gebäude als in Scheiben zerschnitten vorstellt. In der Mitte überschneiden sich die Lasteinflussbereiche der einzelnen Scheiben vermehrt. Die Folge sind größere Setzungen in Gebäudemitte.

Dieses Phänomen tritt auch bei völlig gleichmäßigen Bodenverhältnissen auf. In der Realität bildet sich eine Verformung der Gründungsebene aus, welche in etwa dem Balken auf zwei Stützen entspricht. Der Spannungszustand und das Rissbild entsprechen ebenfalls einem Betonbalken auf zwei Stützen im Zustand I. Das Mauerwerk wird somit auf Biegung beansprucht. Einer Belastung für das es nicht ausgelegt ist. Risse bilden sich zuerst im Bereich der Fenster, da dort der Widerstand am kleinsten ist.

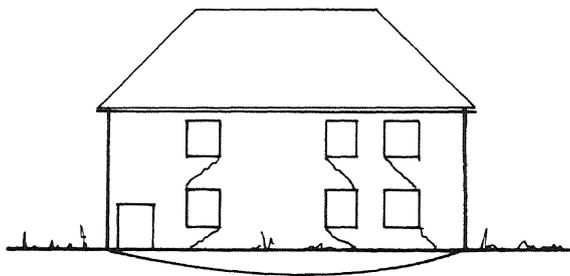


Abbildung 5: Muldenbildung [10]

Der Effekt der Muldenbildung tritt umso weniger in Erscheinung je steifer der Boden oder das Fundament ist. Ungleichmäßige Bodenverhältnisse mit höheren Steifigkeiten an den Gebäudeenden verstärken den Effekt. Man spricht dann von einer Muldenlage.

## 2. Sattellage

Die Sattellage ist in ihrer Auswirkung das Spiegelbild der Muldenlage. Die Ursache der Sattellage ist geringeres Nachgeben des Baugrundes in Gebäudemitte. Das kann z.B durch verhältnismäßig bessere Bodenverhältnisse in diesem Bereich entstehen. Die Bauwerksenden kragen somit aus, sodass unerwünschte Biegemomente auftreten. Wieder entstehen die Risse im Bereich der geschwächten Wandquerschnitte bei Türen und Fenstern.

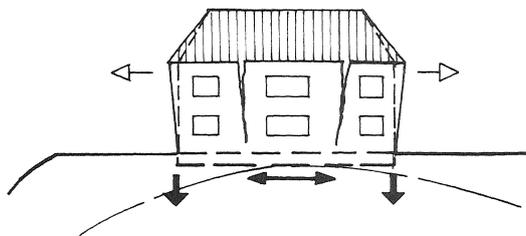


Abbildung 6: Sattellage [10]

Problematisch kann es auch werden wenn historische Gebäude über alte Fundamente eines noch älteren Vorgängers gebaut wurden. Im Laufe der Zeit bildet sich dann eine Sattellage mit charakteristischen Spaltrissen aus.

## 3. Kraglage

Kraglagen entstehen wenn der Untergrund unterschiedlich beschaffen ist, wie dies auch bei der Sattellage der Fall ist. Jedoch ist bei der Kraglage der feste Untergrund exzentrisch.

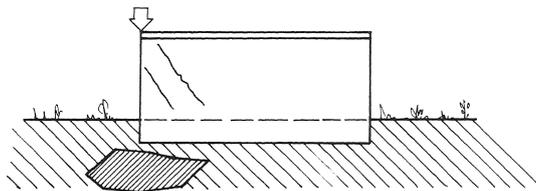


Abbildung 7: Kraglage [10]

Zu diesen Erscheinungsformen führen auch alte Tonlinsen in tieferen Lagen, welche mit der Zeit nachgeben. Bei Gebäuden mit Hanglage ist auch oft mit einer Kraglage zu rechnen, da der Boden hangseitig mehr nachgibt als bergseitig.

## 4. Unterschiedliche Gebäudelasten

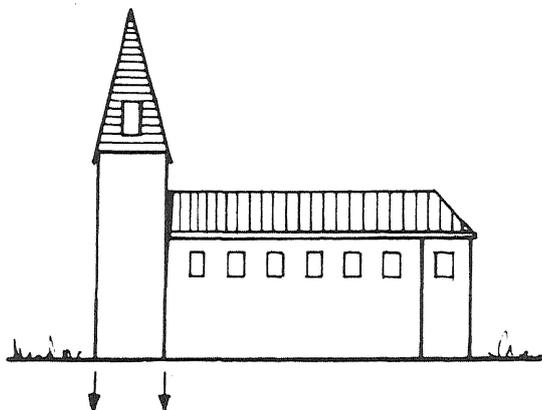


Abbildung 8: Kirchturm [10]

Wurden Gebäudeteile unterschiedlicher Höhe bzw. Gewichtes unmittelbar nebeneinander gebaut kommt es ebenfalls zu Schäden, wie es bei einem Kirchturm der Fall, der direkt an das Hauptschiff angebaut wurde. Durch die höhere Bodenbelastung unter dem Turm, gibt in diesem Bereich der Boden mehr nach. An den Anschlussstellen treten Schäden auf.

## 5. Gegenseitige Beeinflussung

Die Druckabtragung benachbarter Gebäude überschneidet sich in jener Tiefe welche in etwa dem Abstand der Gebäude entspricht. Dadurch kann es bei weichen Böden zu einer Neigung der Gebäude zueinander kommen. Diese Überschneidung tritt auch bei gleichmäßigen Bodenverhältnissen auf und muss nicht mit einer Schädigung der Bausubstanz an sich einhergehen.

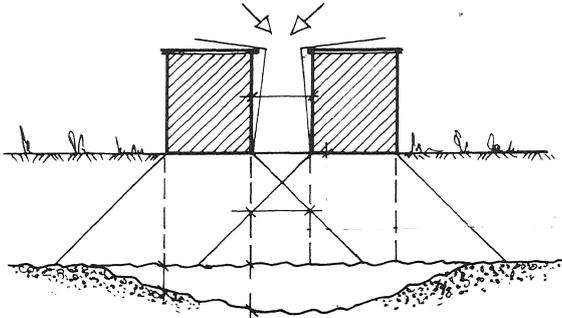


Abbildung 9: Lastüberschneidung [10]

Im wesentlichen zeigt der Boden das selbe Verhalten wie bei der Muldenbildung. Stärker beanspruchter Boden gibt mehr nach. Hier gilt je weiter die Gebäude voneinander entfernt sind und je steifer der Boden ist desto geringer ist der Effekt.

## 6. Vorbelasteter Untergrund

Bei schweren alten Gebäuden mit einem verhältnismäßig leichtem Anbau ist mit einem Schaden wie in der stehenden Abbildung zu rechnen. Der leichte Zubau erfindet sich in einer Kraglage, da der Boden einseitig steifer ist. Diese höhere Steifigkeit ist auf die Vorbelastung durch das alte Gebäude und einer damit verbundenen Verfestigung des Bodens zurückzuführen.

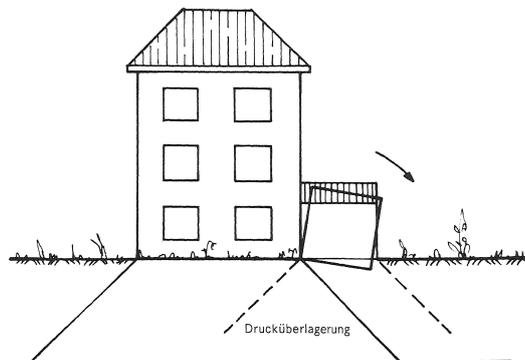


Abbildung 10: Drucküberlagerung [10]

Wird hingegen ein neues schwereres Gebäude neben ein altes leichteres gebaut so kann ebenfalls ein Schaden entstehen. Die bereits abgeklungenen Setzungen des alten Gebäudes sind dann entsprechend gering. Durch den Neubau werden Teile des Bodens durch eine Drucküberlagerung erneut stark belastet. Die Folgen sind ungleichmäßige Stetzungen.

## 2.4 Maßnahmen zur Unterfangung

### 2.4.1 Schadensanalyse

„Voraussetzung jeder Planung von Maßnahmen zur Ertüchtigung von Gründungen ist eine sorgfältige Aufnahme und Analyse der Schäden und die Ermittlung der Schadensursache bzw. die Feststellung der Standsicherheitsdefizite.(...)Die vorlaufende Bearbeitungsphase ist vergleichbar mit Anamnese und Diagnose der Heilkunde.“ [11]

Im Folgenden werden von Witt drei Themenbereiche benannt welche zu behandeln sind:

- Der Baugrund und seine Eigenschaften
- Die Tragstruktur und Gründung des Gebäudes
- Die Äußeren Einwirkungen auf das Bauwerk und auf dessen Gründung.

Methoden der Untersuchung:

Der Bodenaufbau wird über Kernbohrungen oder Schürfgruben ermittelt, wobei bei Schürfgruben große Vorsicht und Erfahrung erforderlich sind.

„Die Messung der Setzungsrate kann durch jährliche hochgenaue geodetische Messungen über einen längeren Zeitraum (Setzungsrate) oder durch eine einmalige Messung ehemals horizontaler Linien(relative Setzung) erfolgen. Anhand der Bodenkennwerte bzw. bodenmechanischer Laborversuche, der Schichtdicken und des Baualters kann die Gesamtsetzungsrate errechnet werden. Ist die gemessene Setzungsrate höher als die errechnete, müssen weitere Gründe (außer Kriechen) vorliegen, z.B. Zersetzung einer Holzgründung.“ [12]

Die Gründungen werden ebenfalls in Schürfgruben untersucht. Zur Ermittlung der Pfahltiefe kann man zusätzlich die Hammerschlagmethode anwenden, bei der die Laufzeit der Schallwellen gemessen wird.

Im Detail kann man bei einer Schadensanalyse nach folgenden Punkten vorgehen:

<b>Zustandsdiagnose von Gründungen</b>	
<b>Allgemeine Feststellungen</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Weist der Baukörper typische, auf ein Versagen der Gründung hinweisende Verformungen und Risse auf?</li> <li>- Wann traten die ggf. vorhandenen Verformungen bzw. Risse auf und ist deren Verlauf bekannt?</li> <li>- Gibt es an unmittelbar benachbarten Gebäuden ebenfalls Schäden?</li> <li>- Wurden nach der Herstellung an dem Bauwerk wesentliche bauliche Veränderungen durchgeführt?</li> <li>- Fanden wesentliche Baumaßnahmen in der Nähe des Bauwerkes statt?</li> </ul>	
<b>Gründungskörper</b>	<b>Baugrund</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Durchsicht von Bauplänen und Unterlagen zur Gründungskonstruktion</li> <li>- Feststellung von Art und Zustand der Gründung</li> <li>- Beurteilung des baulichen Zustandes ggf. anhand von Aufschachtungen im Gründungsbereich und Bohrkernentnahme</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sind der vorhandene Baugrund und die hydrogeologischen Verhältnisse genügend genau bekannt?</li> <li>- Sind Veränderungen der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse möglich?</li> </ul> <p>und wenn diese Fragen nicht oder nicht genau genug beantwortet werden können</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- nachträgliche Baugrunduntersuchungen (Schurfe, Bohrungen, Sondierungen)</li> <li>- bodenmechanische Untersuchungen an Bodenproben zur Ermittlung von Kennwerten</li> <li>- hydrogeologische Untersuchungen (Wasserstände, Fließrichtung, Chemismus)</li> </ul>

Tabelle 1: Schadensanalyse [7]

Nach der Schadensanalyse erfolgt die Diagnose und Planung der Maßnahmen.

## 2.4.2 Entscheidung über eine Unterfangungsmaßnahme

„Unterfangungen sind ausgesprochen kostenintensive und teure Baumaßnahmen. Es muss deshalb in jedem Einzelfall geprüft werden, ob der wirtschaftliche Nutzen (...) die hohen Kosten einer Unterfangung rechtfertigen oder ob andere Möglichkeiten der Sicherung bestehen“ [1]

Die Wahl einer Unterfangung für ein bestimmtes Bauwerk erfolgt nach folgenden Punkten:

1. Zustandsanalyse von Bauwerk und Gründung, aus der eine Vorauswahl getroffen werden kann.
2. Nachweisführung für ausgewählte Bauzustände und den Endzustand unter der Berücksichtigung mehrerer Lastkombinationen. Auswahl der Konstruktion bzw. mehreren Varianten.
3. Kosten, Bauzeit und Baufreiheitsbedingungen. Endgültige Entscheidung für eine Unterfangungsart.

## 2.4.3 Verformungsarme Unterfangungsmethoden

Zur Sanierung historischer Bauten gibt es aufgrund der Forderung nach möglichst geringen Verformungen nur eine begrenzte Auswahl von Verfahren. Die klassische Unterfangungsmethode, mit abschnittsweiser Ausschachtung ist beispielsweise nicht geeignet, da es zu mehrfacher Lastumlagerung kommt.

Je nach Ausprägung anderer Randbedingungen fällt dann die Wahl auf eine der grundlegenden Optionen. Alle Verfahren die im Zusammenhang mit Unterfangungen zu sehen sind, sind in [13] genau beschrieben.

- **Zementinjektion**
- **Hochdruckinjektionen**
- **Systeme mit Segmentpfählen**
- **Kleinbohrpfähle**

## 3 Segmenteinpresspfähle

### 3.1 Einordnung von Segmenteinpresspfählen

Bauwerkslasten müssen sicher in den tragfähigen Baugrund überführt werden. Dazu stehen uns Flachgründungen oder Pfahlgründungen zur Verfügung. In Abhängigkeit von der Lage der tragfähigen Bodenschicht spricht man von

- Flachgründungen
- Tiefgründungen und
- schwimmenden Gründungen

Pfähle sind zusammen mit Flachgründungen sicher die älteste Gründungsform. Innerhalb der Tiefgründungen sind sie der am häufigsten angewendete und vielseitigste Typus. Pfähle kommen immer dann zum Einsatz, wenn der unmittelbar unter dem Objekt anstehende Boden keine ausreichende Tragfähigkeit aufweist, und wenn andere Maßnahmen wie z.B Bodenauswechslungen teurer sind. Vgl. [8], S66ff Die Einteilung der Pfähle erfolgt

1. Nach der Art der Lastabtragung
  - a) Spitzendruckpfähle
  - b) Reibungspfähle
2. Nach der Lage der tragfähigen Schicht
  - a) stehende Pfähle
  - b) schwebende Pfähle
3. Nach der Lage der Pfähle im Boden
  - a) Grundpfähle
  - b) Langpfähle (frei stehende Pfähle)
4. Nach dem Baustoff
  - a) Holzpfähle
  - b) Stahlpfähle
  - c) Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonpfähle
5. Nach der Herstellungsmethode und der Art des Einbaus
  - a) Fertigpfähle
  - b) Ortpfähle

- c) Rammpfähle
- d) Bohrpfähle
- e) Einpresspfähle

6. Nach der Beanspruchung

- a) axial beanspruchte Zug- und Druckpfähle
- b) auf Biegung beanspruchte Pfähle
- c) auf Druck und Biegung beanspruchte Pfähle

Segmenteinpresspfähle lassen sich aufgrund dieser Unterscheidungen innerhalb der Pfähle zu mehreren Kategorien zuordnen. Sie sind sowohl Verdrängungspfähle, Standpfähle, Spitzendruckpfähle, Einpresspfähle, axiale Druckpfähle, Fertigteilepfähle, Stahl-, sowie auch Stahlbetonpfähle.

Je nach Fragestellung ist eine entsprechende sinnvolle Systematisierung der Pfähle vorzunehmen. In der folgenden Abbildung hat der Autor einen Art Stammbaum skizziert, um die Verwandtschaften der Segmenteinpresspfähle aufzuzeigen. In jeder Ebene der Hierarchie werden andere Einteilungskriterien herangezogen. Beginnend mit Fertigungsart über Einbringungsart zu den unterschiedlichen Materialien.

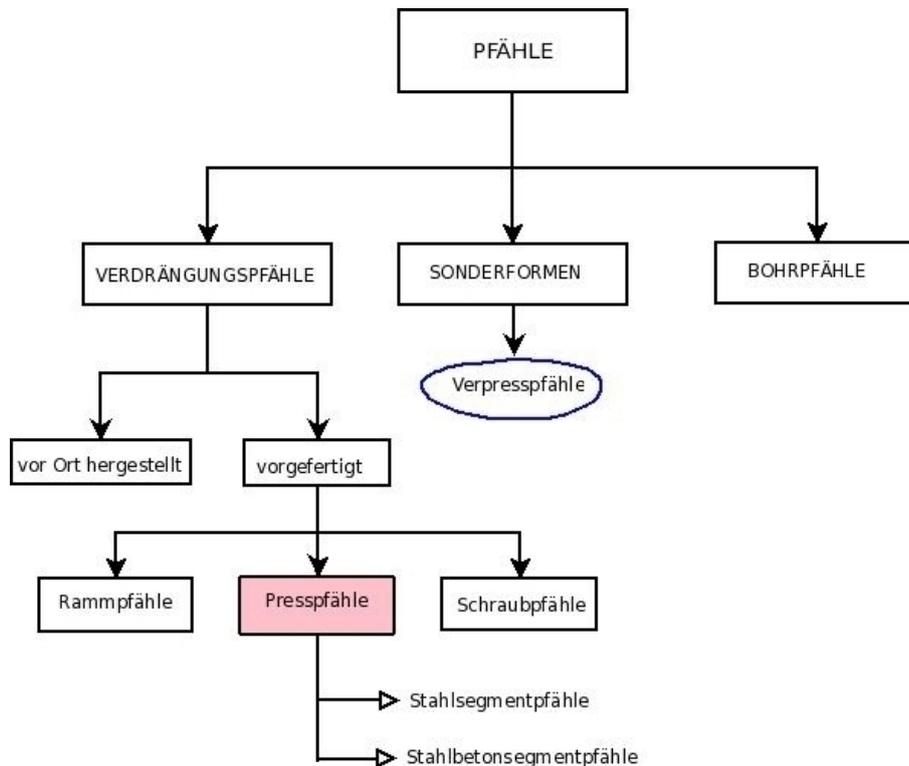


Abbildung 11: Stammbaum Segmenteinpresspfähle

## 3.2 Entwicklung

Der Segmenteinpresspfahl ist mit Verdrängungspfählen aller Art und insbesondere mit Segmentpfählen aus Stahl verwandt, und hat sich auch aus ihnen entwickelt. ( siehe Abb.12)

Verdrängungspfähle aus Stahl, mit verschiedenen Profilen und Ausführungen sind heute in den Niederlanden sehr verbreitet. Die Bodenverhältnisse und die große Tradition in Pfahlgründungen haben die Verwendung dieser Methoden begünstigt. Amsterdam wird ja als Venedig des Nordens bezeichnet. Unter Amsterdam befinden sich Tausende von Pfählen, welche auch in regelmässigen Abständen erneuert werden müssen.

Die Stahlpfähle werden eingepresst, eingrammt oder ähnlich wie Spundwände eingerüttelt. Die Segmentlängen schwanken dabei und können auch mehrere Meter betragen. Je nach Platzverhältnissen kommen verschiedene Verfahren zur Anwendung.

Federführend im Bereich Bodenverdrängungspfähle erscheint hier die Tätigkeit der niederländischen Firma Walinco, welche ihren Hauptsitz in Amsterdam hat.

Aus diesem Umfeld stammt auch der erste Betonsegmentpresspfahl der neueren Zeit, welcher im Jahre 1962 von Herrn de Waal eingesetzt wurde. ( vgl. [www.walinco.nl](http://www.walinco.nl) )

Der Betonsegmentpresspfahl ist also ein enger Verwandter der Stahlsegmentpfähle in Holland.

Betonsegmentpresspfähle findet man hauptsächlich bei nachträglichen Unterfangungen von historischen Gebäuden, da hier die Platzverhältnisse besonders begrenzt sind. Die geringe Segmenthöhe ( meistens 50 cm ), die sich daraus ergibt, ermöglicht nämlich erst die Herstellung der Segmente aus Beton.

Die Segmentgrösse ist so ausgelegt, dass man sie auch händisch noch bewegen kann.



Abbildung 12: Stahlverdrängungspfähle in Holland [30]

### 3.3 Hersteller, Systeme

Die einzelnen Segmente der Einpresspfähle bestehen wie im Bild unten aus Stahl- oder Stahlbetonprofilen. Es können Voll- oder Hohlprofile sein, prismatisch oder zylindrisch geformt, die in kurzen Teilstücken eingebaut werden.

Durchmesser der Pfähle, Verbindung der Segmente, Anordnung der Pressen sind unterschiedlich. Die maximal aufnehmbare Gebrauchslast beträgt ca. 500 kN pro Pfahl. Die erreichbare Tiefe überschreitet selten 20 m.

Bei Stahlbetonsegmenten erfolgt die Verbindung durch zusammenfügen der Segmente mittels Nut- und Federverbindung.



Abbildung 13: Segmente aus Stahlbeton [17]



Abbildung 14: Stahlsegmente [30]

Stahlsegmente werden mit Gewinde und Steckmuffen verbunden, oder so wie im Bild unten verschweißt. Die Verbindung der Pfähle durch Schweißen erscheint sinnvoller bei größeren Segmenthöhen um den Zeitaufwand zu minimieren.

Die Schweißverbindung und die Verfüllung der Stahlpfähle mit Beton, macht sie auch belastbar auf Biegung.

Jeweils nach dem Einpressen eines Segmentes wird das folgende Stahlglied kraftschlüssig angeschweißt.

Zum Schluß wird das Hohlprofil mit Beton ausgegossen und verdichtet.

Am Pfahlende entsteht durch das Verdichten ein aufgeweiteter Betonkopf.

Im Folgenden werden vom Autor verschiedene Hersteller und Systeme vorgestellt. Die Information stammt, sofern nicht näher deklariert, aus angeforderten Firmenprospekten und diversen Homepages von Spezialtiefbaufirmen.

## 1. System de-Waal

Technische Daten:

### a) Stahlbeton-Presspfahl

- Material: Stahlbeton C30/37
- Pfahlglied: Durchmesser 280 mm, 310 mm, 350 mm
- Kernhohlraum durchlaufend in jedem Glied mit einem Durchmesser von 13 cm
- Betonabschnittlänge: 1 m, 1,75 m, 2 m;
- Arbeitshöhe: ab 0,8 m, erforderliche Zugangsbreite ab 0,4 m;
- zulässige Belastung: bis 1200 kN
- mögliche Vortriebstiefe: je nach Tiefe der tragfähigen Schicht, grundsätzlich unbegrenzt

### b) Eingepresster Stahlrohrpfahl

- Material: Stahlrohr mit Beton der Betongüte C20/25 oder C25/30 verfüllt;
- Pfahlglied: Durchmesser 133 mm, 168 mm, 219 mm, 263 mm, 355 mm, 406 mm, 457 mm. Größere Durchmesser auf Anfrage;
- Rohrabschnittlänge: je nach Arbeitsbedingungen;
- zulässige Belastung: bis 1000 kN
- Schrägstellung: bis max 5:1;
- Verbindung der einzelnen Segmente: Schweißen oder Schrauben
- Einbinden: mittels Fußverbreiterung, bis 1,7-fache des Rohrdurchmessers;
- die erforderliche Arbeitshöhe beträgt 2 m, unter besonderen Umständen lassen sich die Arbeiten bei noch geringeren Arbeitshöhen durchführen;
- Zugangsbreite: ab 0,6 m;

vgl. [30]

## 2. System Dimmer

Technische Daten:

- Material: Stahlbeton
- Pfahlglied Durchmesser: 31,5 cm/ 49 cm
- Kernhohlraum durchlaufend in jedem Glied mit einem Durchmesser von 13 cm
- Standard Segmenthöhe: 50 cm
- Tragfähigkeiten des Pfahlgliebes mit 50 cm Länge: 1600 KN
- Tragfähigkeiten in kleineren Ausführung: bis zu 1080 KN
- Verbindung der einzelnen Elementen: mittels „Nut- und Federverbindung“ Innenrohreinsatz
- Lastübertragung auf die Pfähle entweder „punkt- zentriert“ oder über Last verteilende Stahlbeton-Druckpolster
- Stahlbetondruckpolster werden konstruktiv in die Pfahlkopfkonstruktion eingebunden
- mögliche Vortriebstiefe: bis 26 m
- Einbringhilfe: Bei Bedarf Spülen mit einem Wasserdruckstrahl im Pfahlkern während des Pressvorganges
- Anschluss: die Pfahlkopphaube besitzt zwei Köcher- Rohröffnungen, in die jeweils eine Schwerlastspindel eingespannt wird  
vgl. [29]

## 3. System Erka

Technische Daten:

- Material: Stahlfaserbeton
- Pfahlglied Durchmesser: Standarddurchmesser 31,5 cm, andere Durchmesser sind vorrätig
- Kernhohlraum durchlaufend in jedem Glied
- Standard Segmenthöhe: 50 cm
- Pfähle tragen Gebrauchlasten von bis zu 500 kN ab
- Verbindung der einzelnen Elementen: mittels „Nut- und Federverbindung“ Innenrohreinsatz
- Lastübertragung auf die Pfähle mittels eines lastverteilenden mit senkrecht stehenden U-Profilen verstärktes I-Profil
- mögliche Vortriebstiefe: bis ca. 20 m
- Einbringhilfe: Bei Bedarf Spülen mit einem Wasserdruckstrahl im Pfahlkern während des Pressvorganges

- Biegesteifigkeit: 6 Kanäle mit Durchmesser von 28 mm in den Segmenten, hochfeste Stahlseile, hochfester Mörtel
- Anschluss: die Pfahlkopfhaube besitzt zwei Köcher- Rohröffnungen, in die jeweils eine Schwerlastspindel eingespannt wird
- Arbeitsbereich: 1,25 m Breite, 1 m Tiefe

vgl. [28]

#### 4. System Franki

Technische Daten:

- Material: Stahlrohrsegmente;
- Durchmesser: Bevorzugt 219,1 mm;
- Wandstärke:  $>6,3$  mm;
- Segmentlänge: variabel zw. 0,5 und 1 m;
- Verbindung der einzelnen Teile über Schweißnähte;
- das erste Rohr ist unten wasserdicht mit einer Fußplatte verschlossen;
- Einbringvorgang: vom Kellerraum aus, min. 40 cm von Wänden entfernt;
- Lastübertragung am Kopf des Pfahles: durch eine Stahlbetonbodenplatte,  $d = 35$ cm, einen einbetonierten Spezial-Bewehrungskorb und eine verschraubte Stahlplatte;
- Gebrauchlast: die üblichen Pfahlbelastungen bewegen sich zwischen 250 und 500 kN;
- Einpresskraft: mit 30 Prozent Überlast.

vgl. [31]

#### 5. Systeme der Firma Pfahlkönig

Technische Daten:

- Material: Stahlrohre mit Beton verfüllt;
- Segmentabmessungen: abhängig von der Arbeitshöhe
- Anschluss: Anschlussbewehrung oder Pilzkopf direkt unter dem Fundament

vgl. [32]

### 3.4 Ausführung

#### 1. Arbeitsvorbereitung

Die Ausführung der Gründung mit Segmenteinpresspfählen erfolgt für alle oben genannten Systeme ähnlich.

Die im Werk hergestellten Pfahlglieder werden am Verwendungsort hydraulisch in den Boden eingepresst und montiert. Der Unterschied liegt bei der Wahl des Gebäudeteiles, der als Widerlager dienen soll.

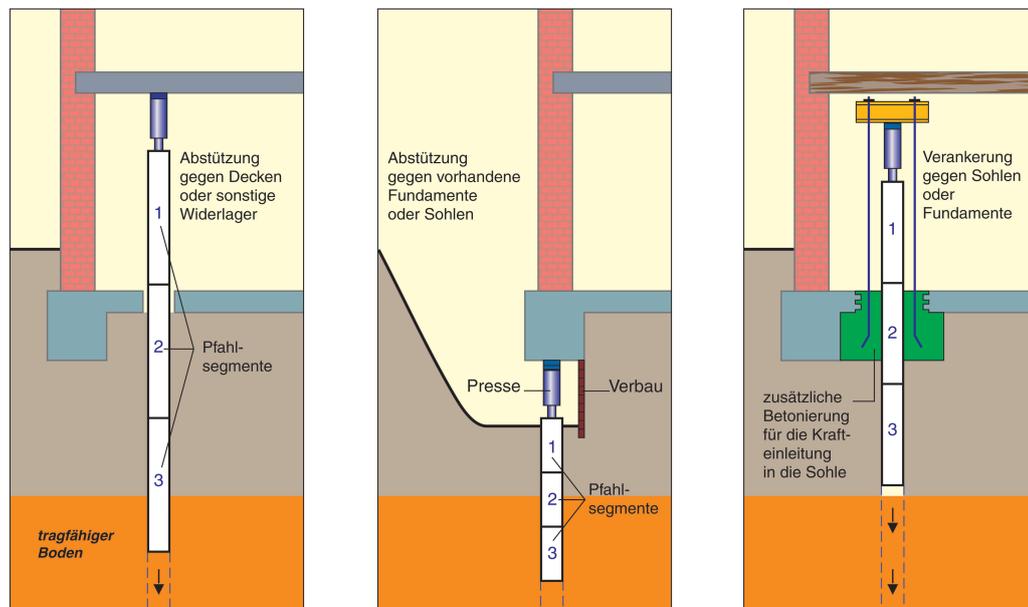


Abbildung 15: Schema zu Einbringungsmethoden [31]

Bei der Herstellung unter der Gründungsebene, wird zuerst ein Arbeitsraum von ca. 1 x 1 x 1 m ausgehoben. Dabei wird die Sohle des Arbeitsraumes zur Presseebene. Je nach Zugänglichkeit kann die Baugrube vom Keller aus hergestellt werden oder man arbeitet außerhalb des Gebäudes.

	Kopfbaugrube von aussen	Kopfbaugrube vom Keller
Vorteile	Maschineneinsatz möglich Keller kann genutzt werden Keine Baustelle im Haus	Flache Kopfbaugrube Geringer Aushub Witterungsunabhängig
Nachteile	Tiefe Kopfbaugrube Viel Aushubmaterial Ggf. Witterungsabhängig Baugrubensicherung erforderlich	Bodenplatte aufstemmen Aushub im Keller Eingeschränkte Kellernutzung Kaum Maschineneinsatz

Tabelle 2: Vor- und Nachteile der Anordnung der Kopfbaugrube [15]

## 2. Einbringen der Pfähle

Auf der Pressebene wird das erste Pfahlsegment aufgesetzt. Als Presseebene dient die Sohle des Arbeitsraumes bzw. der Kellerboden.



Abbildung 16: Verankerung der Presse an der Sohle [30]

Das erste Pfahlsegment unterscheidet sich nicht von weiteren Segmenten und benötigt auch keine Spitze zur Erleichterung des Vortriebes, da es sich eine natürliche Spitze aus komprimiertem Boden ausbildet.

Zwischen der Oberkante des Pfahlgliedes und der Unterkante des Fundamentes bzw. im Kellerraum wird ein Hydraulikzylinder eingebaut.

Bei einer alten Bausubstanz wird ein Lastverteilungsträger eingebaut. Dieser Druckpolster wird mit dem Pfahlkopf konstruktiv verbunden und in die Grundkonstruktion eingebunden. Die Beispiele für Lastverteilungsbalken befinden sich im Unterkapitel „Widerlagertragfähigkeit“.

Mit der Nutzung der Gebäudeteile als Widerlager zur Abtragung der Pressendrucke wird das erste Glied eingepresst. Dann kommt das zweite Pfahlsegment. Es wird mit dem eingepressten Glied verbunden und versenkt. Die Verbindung erfolgt bei Stahlsegmenten über Schweißnähte und bei Stahlbetonsegmenten über Nut- und Federverbindung.



Abbildung 17: Schweißen  
[30]



Abbildung 18: Pressen  
[30]



Abbildung 19: Schweißen  
[30]

Der Pfahl wird so lange in den Boden gepresst bis er die Vorprestlast aufweist und eine tragfähige Schicht erreicht hat. Die Vorprestlast ergibt sich aus der Multiplikation der Gebrauchlast mit einem Sicherheitsfaktor. Der Sicherheitsfaktor beträgt zwischen 1,75 und 2,00. Dadurch entsteht eine deutliche Überpressung des Pfahles.

Nach dem der Pressvorgang beendet ist, wird die Presse auf 1,3-fache Gebrauchlast eingestellt und durch Stahlspindeln ersetzt. Durch den Schlupf bleibt dann im Pfahl die 1,0 bis 1,1-fache Gebrauchlast erhalten.

Die Pressekräfte werden während des Einpressvorganges kontinuierlich aufgezeichnet. Nach Bedarf werden auch Setzungsproben und Probelastung durchgeführt. Mehr zur laufenden Kontrolle des Vortriebes befindet sich im Unterkapitel 5.6 Kontrolle der Vortriebskraft.

Meistens werden die Pfähle einzeln auf die erforderliche Tragfähigkeit eingefahren. Dabei sollte der Vorgang nie unterbrochen werden, da nach einer Pause der Widerstand durch die Mantelreibung das tiefere Einpressen verhindert.

Durch beliebige Wiederholung des Vorganges ergibt sich ein durchgängiger Pfahl bis zu einer Länge von 20 m.

Im sandigen, dicht gelagerten Boden kann eine Spülhilfe im Innenrohr zur Erleichterung des Vortriebs eingesetzt werden. Der ganze Vorgang erfolgt erschütterungsfrei.

vgl.[15]

### 3. Anschluss

Nach dem Erreichen der erforderlichen Tragfähigkeit wird auf dem letzten Pfahlglied eine schubfest verankerte Pfahlkopfhaube montiert, in die 2 oder 4 Spindelstützen eingebaut werden. Die Spindelstützen sind in der Höhe verstellbar.

#### E. Jansen · Gründungssanierungen mit Hydraulischen Preßpfählen

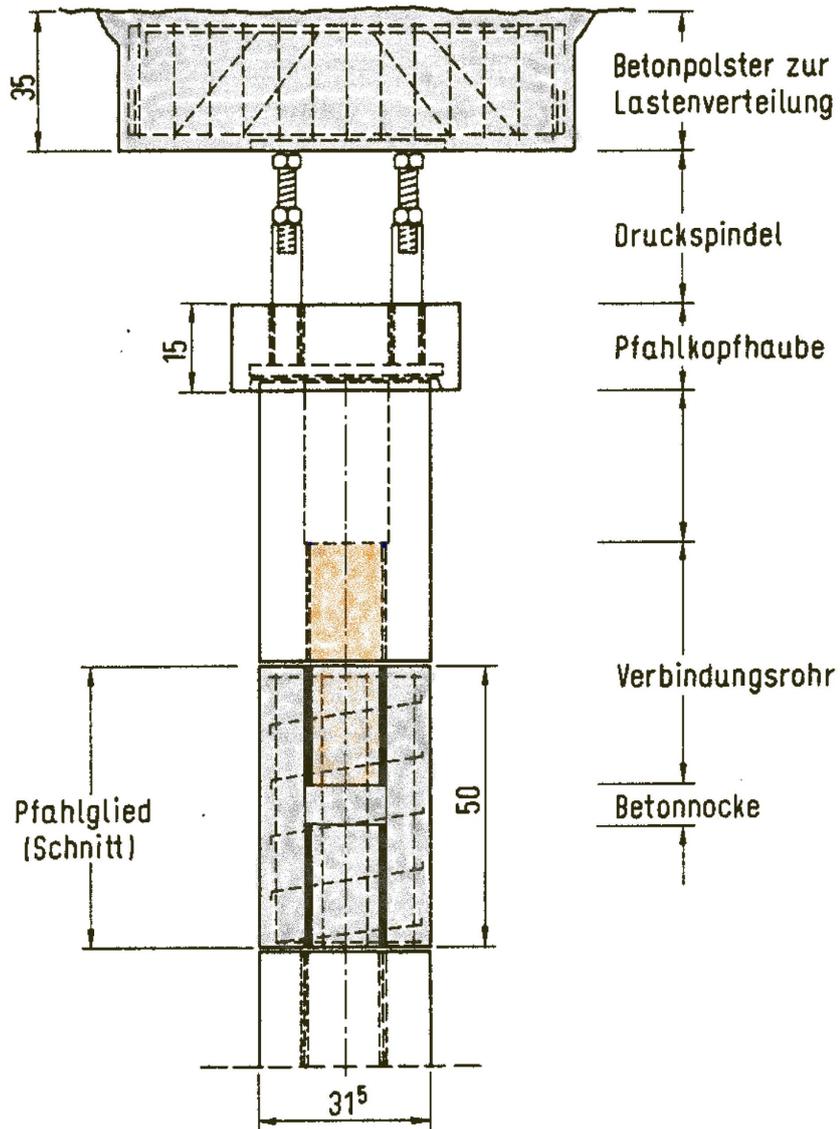


Abbildung 20: Detail Spindelstützen [19]

Diese Abbildung zeigt eine mögliche Ausführung.

Der Anschluss erfolgt entweder an oder unterhalb vorhandener Gebäudeteile.

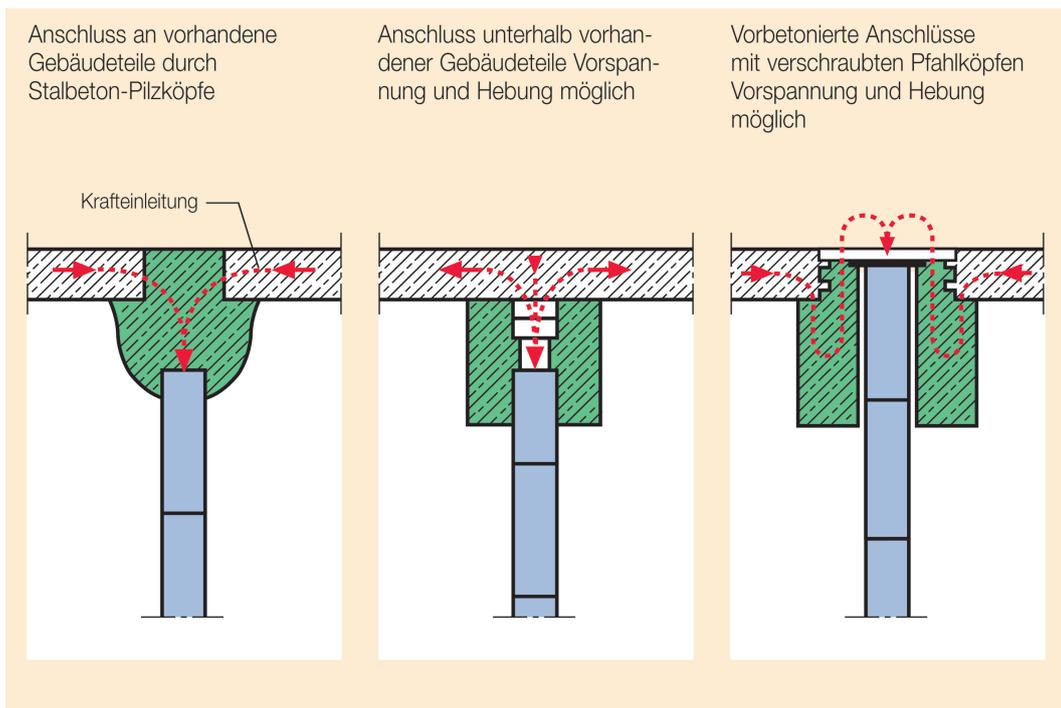


Abbildung 21: Anschlussmöglichkeiten [31]

Zur Ableitung der Pressdrücke wird eine Spezialverankerung genutzt, die im Zuge der Sanierungsarbeiten in die Fundamentplatte eingebracht wurden. Eingebaute Verankerungselemente vor dem Betonieren der Sohlplatte.



Abbildung 22: Verankerungselemente [31]

### 3.5 Kombination der Segmenteinpresspfähle mit anderen konstruktiven Maßnahmen

#### 1. Biegepfahl

Die verschiedenen Hersteller kombinieren die Segmenteinpresspfähle mit weiteren konstruktiven Elementen. Um die Biegesteifigkeit herzustellen werden die Pfähle beispielsweise mit Stahlseilen bewehrt und bei Stahlhohlprofilen mit Beton verfüllt.

#### 2. Baugrubensicherung

Bei der Sicherung von Baugruben kann die klassische Unterfangungsmethode mit Presspfählen erweitert werden. Diese Kombination beider Methoden bewirkt das Minimieren der Setzungen, die bei der klassischen Methode erheblich sein können.

Als erstes werden abschnittsweise Lastverteilungsbalken unter dem Fundament eingebaut. Danach werden die Segmente eins nach dem anderem mittels hydraulischer Presse in den Baugrund vorgepresst. Dabei stützt sich die Presse gegen die Lastverteilungsbalken. Die Pfähle werden mit der 1,75-fachen Gebrauchslast bis auf eine Tiefe von 80 cm unterhalb der geplanten Baugrubensohle gepresst. Nach dem Abschluss vom Einpressvorgang wird die hydraulische Presse durch eine Stahlspindel ersetzt und die Belastung wird auf die 1,3-fache Last reduziert.

Nach dem Einbringen aller Pfähle fängt man mit dem Ausgraben und dem Betonieren einzelner Bauabschnitte nach der klassischen Methode an. Dabei wird fast das gesamte Bauwerksgewicht bereits von Pfählen übernommen.

Zusätzlich können nach dem Einbringen der Pfähle Horizontalelemente angeordnet werden. Sie werden in engem Raster zwischen den Pfählen plaziert. Mit Hilfe von Horizontalelementen wird hinter dem Unterfangungskörper liegender Boden über diese Kragarme mit in den Unterfangungskörper einbezogen. Das zusätzliche Gewicht des nahe liegenden Bodens bewirkt eine Reduzierung der Menge des einzubringenden Betons. vgl. [[13]]

### 3.6 Einpressbarkeit

Die Einpressbarkeit der Segmente in den Boden ist das entscheidende Kriterium für die Anwendbarkeit des Verfahrens. Der Boden muss so beschaffen sein das sie Pfähle ihn durchdringen können. Terzaghi schrieb in [5] im Jahr 1961, dass es bis dato keine Kennwerte zur Beschreibung der Rammbarkeit des Bodens gab.

Auch Jansen versucht den Zusammenhang zwischen Bodenart und Einpressbarkeit zu finden und zu definieren. Er verglich 210 Preßprotokolle mit den vorher erstellten Bodengutachten. Er führt in [19] weiter aus:

„Die Auswertung (...) hat gezeigt, dass es möglich ist, die Bodentragfähigkeit im Untergrund - ermittelt aus den Bodenkennziffern und der Gründungstiefe -in ein bestimmtes Verhältniss zu setzen zu der gemessenen Tragfähigkeit des Untergrundes - ermittelt aus der tatsächlich erforderlichen Hydraulik-Druckkraft und der benötigten Vorpreßzeit.“

Er weist aber darauf hin, dass die Bodentragfähigkeit nicht immer messbar war, wie z. B. beim wassergesättigten Torfboden. Um eine Berechnungsmethode aufzustellen mussten die Bodenschichten auch als homogen angenommen werden, was in der Natur nicht vorkommt und zu ungenauen Ergebnissen führen muss.

Aus diesem Grund müssen bei jedem Pressvorgang alle Ereignisse beobachtet werden und laufend Pressprotokolle erstellt werden.

In seinem Artikel schreibt Jansen:

„Eines darf jedoch mit Sicherheit festgestellt werden: Beim Hydraulischen Preßpfahl entfallen im wesentlichen alle Risiken, die in der spezifischen Beurteilung der Bodenart liegen (Bodenkennwerte, Druck- und Scherfestigkeit des Bodens, Lagerungsdichte (...) usw.“ [19]

### 3.7 Anwendungsgebiete

Segmenteinpresspfähle kommen zum Einsatz, wenn eine Nachgründungen von bestehenden Bauwerken erforderlich ist. Unabhängig vom Unterfangungsgrund, ob es Lasterhöhungen, Setzungen oder Beschädigung der vorhandenen Gründung sind, bieten sie eine Anzahl von Vorteilen gegenüber anderen Methoden.

- Segmenteinpresspfähle bieten eine setzungsfreie Methode zur Unterfangung.
- Die Herstellung erfolgt mit kleinem handlichem Gerät, so dass die Pfähle flexibel auch in kleinsten Räumen mit geringer Bauhöhe eingesetzt werden können.
- Bereits vorhandene Schiefstellungen können durch Gebäudehebung ausgeglichen werden.
- Auch Anwendungen bei hohem Grundwasserspiegel, gespanntem Grundwasser oder weichen Tonschichten sind problemlos.

- Die Segmentpresspfähle können auch als Hilfsgründung für das Heben, Senken oder Verschieben eines Bauwerkes dienen.
- Sie sind umweltfreundlich.
- Die schnelle Ausführung ohne langen Vorlauf ist besonders bei plötzlichen Schadensfällen von Bedeutung.
- Lasten brauchen nicht über Hilfskonstruktionen umgeleitet werden, sondern werden sofort aufgenommen.
- erschütterungsfreie Herstellung, besonders wichtig bei alten Bausubstanz sowie sensiblen Gebäuden, wie z.B Krankenhäuser
- lärmfrei und dadurch ohne Störung der Nutzung des Gebäudes
- Wenig Platzbedarf und geringe Arbeitshöhe
- Kein Bodenmaterial muss entsorgt werden, da der Boden vollständig verdrängt wird, was insbesondere bei kontaminierten Böden ein Problem darstellen würde.
- kostengünstige Nachgründung
- individuelle Anordnung der Pfähle und Ausbildung der Köpfe
- kontrollierte Pfahlbelastung
- Die Überpressung mit den Sicherheitsfaktoren zwischen 1,75 und 2,00 stellt für jeden Pfahl eine Abnahmeprüfung dar.

## 3.8 Ausführungsbeispiele

### 3.8.1 Burg Lenzen an der Elbe in Brandenburg

Eine typische Anwendung stellt die Hebung und Nachgründung dieses denkmalgeschützten Gebäudes dar. Der Autor gibt hier die Ausführungen der beauftragten Firma in vollem Wortlaut wieder. Auffallend sind hier wieder die Schlüsselwörter die im Zusammenhang mit dem Verfahren immer wieder genannt werden. Diese wurden durch den Autor fett herausgehoben.

SZu der **historischen Burganlage** zählen neben Häusern und Turm der Burgberg, eine slawische Wallanlage. Die Gebäude weisen an mehreren Stellen, insbesondere im Bereich oberhalb der bereits sanierten Stützmauer, starke Deformationen und Rissbildungen auf. Seitens des Bauherrn, B.U.N.D. Landesverband Niedersachsen e.V., ist die Nutzung als Europäisches Zentrum für **Auenökologie**, Umweltbildung und Besucherinformation geplant. Vorher müssen die Gebäude rundherum saniert werden. Ein schwieriges Unterfangen.

Das Seitengebäude hat 6 Prozent **Schiefelage**. Es muss um rund 60cm auf einer Seite angehoben werden, um wieder in Horizontallage zu gelangen. Gegründet ist es auf einer inhomogenen überwiegend **organischen** etwa 8m mächtigen **Auffüllung**. In rund 5 bis 6m Tiefe verläuft eine durchgehende Schicht aus 15 bis 20cm dicken Holzbalken.

ERKAPfahl hat zunächst die Fundamente aus Bruch- und Feldstein saniert. Unter den Wänden wurde abschnittsweise ein Balkenrost aus Stahlbeton hergestellt. Es wurden ERKA- **Pfähle**, mit speziellen Stahlspitzen zum Durchdringen der Holzlage versehen, eingepresst. Diese **sind bis zu 9m lang und binden im tragfähigen Sand ein**. Es war keine Scheibenwirkung der Wände gegeben, da in dem Gebäude die Türöffnungen in den Wänden immer wieder versetzt worden waren und die Wände keinen Verbund mit den Querwänden aufweisen. Das Gebäude wurde daher mit Stahlträgern und -bändern ausgesteift und verspannt. Dann wurden die 33 Pfähle mit Hebezyylinder versehen und Millimeter um Millimeter wurde das Gebäude wieder gerade gerückt.

Auch das Hauptgebäude wurde nachgegründet. Hier wurde ein Teilbereich um etwa 15cm angehoben. <sup>“1</sup>

Wie im Kapitel 4 diese Arbeit beschrieben finden sich hier alle typischen Merkmale und Ausprägungen des Verfahrens. Es handelt sich wie so oft um eine historische Anlage, auch ein Turm ist erwähnt. Türme weisen immer hohe konzentrierte Lasten auf. Am Satellitenbild ist links ein Totarm der Elbe zu erkennen. In den Feldern zeichnet er sich noch durch Bewuchsmarken ab. Das passt zum Artikel in dem von einer Auenlandschaft die Rede ist. Auenlehm bietet ideale Bedingungen für das Einpressen der Pfähle, da er wenig Eindringwiderstand aufweist. Auch eine weitere Voraussetzung des Verfahrens ist gegeben. Eine tragfähige Schicht aus Sand. Die Pfähle liegen mit 9m Länge etwas über dem Schnitt von 6.3 m, welcher sich bei der Auswertung in Kapitel 4 ergab.

---

<sup>1</sup>[www.erkapfahl.de/presse;Stand 10.10.2008](http://www.erkapfahl.de/presse;Stand 10.10.2008)



Abbildung 23: Lenzen an der Elbe



Abbildung 24: Burg [28]

## 3.9 Anwendung als Hilfsgründung

### 3.9.1 Richten schiefer Türme

In den späten 80er Jahren machte ein spektakulärer Sanierungsvorschlag des **schiefen Turms von Pisa** Schlagzeilen. Die Firma Mobatec beschreibt diesen Vorschlag ausführlich auf ihrer Homepage. Pisa liegt im Delta eines Flusses am Meer. Der Baugrund bei diesen Randbedingungen ist typischerweise sehr schlecht. Da eine tiefere tragfähige Schicht vorhanden ist, eignet sich das Verfahren der Presssegmentpfähle besonders. (siehe Kapitel 5) Eine politische Entscheidung verhinderte jedoch den Einsatz. Die Begründung lautete, dass ein unsicherer Baugrund Bestandteil des italienischen Wahrzeichens ist. Tatsächlich hätte man durch ein Unterfangen mit Presssegmentpfählen jede weitere Verformung verhindert, und die Identität des Wahrzeichens geschützt. Man entschied sich dafür, dass man in der Gegenrichtung Bodenmaterial entnahm und dadurch die Neigung zu reduzieren.

Generell kann man sagen, dass schiefe Gebäude wie Kirchtürme, Wassertürme, oder Windräder ein klassisches Potential der Anwendung des Verfahrens mit Presssegmentpfählen darstellen. Zu hinterfragen ist allerdings, ob eine Anwendung auch wirtschaftlich sinnvoll ist. Diese Frage ist sehr stark an die Bodenbeschaffenheit und die geologischen Verhältnisse gekoppelt.

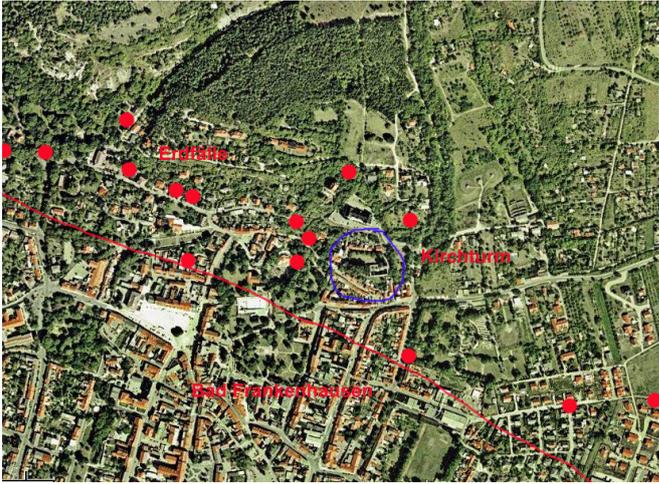


Abbildung 25: Erdfälle Frankenhausen



Abbildung 26: Schiefer Turm

Wenn sich beispielsweise wie beim **schiefen Kirchturm in Bad Frankenhausen** herausstellt dass die Ursache der Setzungen mehrere hundert Meter tiefer liegt, wird man auf Presssegmentpfähle als Tiefgründung verzichten können. In diesem Fall kann man das Bauwerk nicht im Untergrund festsetzen, sondern muss die Setzungen zulassen und den Turm in angemessenen Zeitabständen hydraulisch richten.

Die folgende Sachverhaltsdarstellung stützt sich auf Internetquellen ( [www.mobatec.com](http://www.mobatec.com); [www.kyffnet.de](http://www.kyffnet.de) ) Der Kirchturm der evangelischen Gemeindekirche ist 56 m hoch und stammt aus dem 14.Jahrhundert. Die Schiefstellung beträgt 4,41m in nordöstlicher Richtung. Sein Gewicht beträgt rund 2800 Tonnen.

Der Grund der Ungleichmäßigkeit liegt darin, dass sich Bad Frankenhausen auf einem Geländebruch befindet. Die Verwerfung stammt aus einem Einsturzbecken südlich des Kyffhäusergebirges. Entlang dieser Verwerfung kommt es häufig zu Gebäudeschäden. Der zugrunde liegende Mechanismus ist vergleichbar mit den Einbrüchen in Bergbaugebieten, nur langsamer. In diesem Gebiet werden in großer Tiefe Salzlagerstätten ausgelaugt. Dieser Vorgang begann schon im Tertiär und wird auch in Zukunft anhalten. ( siehe [www.kyffnet.de](http://www.kyffnet.de)) An der Oberfläche machen sich diese Auswaschungen durch Erdstürze bemerkbar. Die Schiefstellung des Turmes wurde erstmals 1640 erwähnt. Heute beträgt sie 4,41 m und schreitet mit 6,6 cm pro Jahr fort. Dem Turm wird eine Schiefstellung von 5 m zugetraut. Obwohl eine technische Lösung mit hydraulischen Pressen möglich ist, scheitert es bis vor kurzem allerdings noch an der Finanzierung.

Der Autor bringt dieses Beispiel des Turms in Bad Frankenhausen hier ganz bewusst da es in Pressemitteilungen oft mit dem schiefen Turm von Pisa verglichen wurde. vgl [24] Wenn man allerdings den Schadensmechanismus betrachtet unterscheiden sich beide Beispiele vollkommen.

Obwohl der sichtbare Schaden der Schiefstellung, und die davon ausgehende Gefahr des Kippens ident sind, kann man nicht beide mit der gleichen Methode sanieren. Würde man den Turm in Frankenhausen einfach auf Segmentpfähle stellen, würde die Schiefstellung trotzdem fortfahren.



Abbildung 27: Fundamentdetail  
[28]



Abbildung 28: Ansichtsfoto [28]

### 3.9.2 Verschiebung von Gebäuden

Das Verfahren kann als Basis der Gebäude-Verschiebung angewendet werden. Eine Verschiebung von einem kompletten Wohnhaus wurde auch schon erfolgreich durchgeführt. Im Jahr 2003 wurde ein Haus in Bad Oeynhausen um 30 m verschoben. Die Hausverschiebung wurde von Firma Erka-Pfahl durchgeführt und verlief in folgenden Schritten.

Erstens wurden im Keller des Gebäudes mehrere Arbeitszugänge in die Bodenplatte gebrochen um die Segmenteinpresspfähle einzupressen. Nach dem alle Pfähle eingebaut waren, wurde das Gebäude 50 cm angehoben. Die Hebung war notwendig um ausreichende Arbeitshöhe zu schaffen. Während der Hebung wurden unter dem Fundament Stahlpakete zum Aufnehmen von Horizontallasten eingebaut.

Als nächstes wurden sechs 46 m lange Streifenfundamente mit den Abmessungen 80 cm x 80 cm teilweise unter dem Haus hergestellt. Auf diesen Verschiebungsfundamenten wurden große U-Profile befestigt. In diese Gleitschienen wurden auf Kunststoffplatten zur Reibungsverminderung Verschiebeträger aus ausgesteiften I-Profilen eingeschoben.



### 3.9.3 Nachträgliche Schwingungsisolierung

Wie schon im Kapitel „Ursachen von Setzungen“ besprochen, kann die Zunahme der Straßenverkehrsbelastung zu erheblichen Schäden am Gebäude führen. Vor allem historische Bauten, die für derartige Randbedingungen nicht bestimmt waren, sind gefährdet.

Die Erschütterungsimmissionen führen aber auch zur Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit von Bauten mit höheren Ansprüchen. Vor allem Gebäude mit hochwertiger Nutzung wie Krankenhäuser, Konzertsäle, Chipfabriken oder Rechenzentren benötigen oft eine nachträgliche Schwingungsisolierung.

Segment-Einpresspfähle bieten eine besonders geeignete Auflagerkonstruktion für eine nachträgliche Gebäudeisolierung an. Es handelt sich hier um eine Entkoppelung des Gebäudes vom schwingenden Baugrund mit Hilfe von Stahlfederelementen.

Die Stahlfederelemente bestehen aus Schraubdruckfedern aus Stahl, die durch Stahlplatten oder Schalenkonstruktionen zu Elementeneinheiten unterschiedlicher Größe und Tragfähigkeit zusammengefasst werden.



Abbildung 30: Kombiniertes Feder-Dämpfer-Element [16]

Die Lager-Stahlfederelemente sind für Lasten bis zu 700 kN ausgelegt. Es können aber auch stärkere Feder hergestellt werden.

Das Gebäude wird auf elastische Stahlfederelemente gestellt. Somit werden sowohl die störenden Einwirkungen während der Umbauphase als auch die späteren Immissionen reduziert.

Stahlfederelemente können zusätzlich mit viskosen Dämpfern ausgestattet werden. Sie bewirken eine geschwindigkeitsabhängige Dämpfung und reduzieren erheblich stoßartige dynamische Einwirkungen.

Zur Minderung der Übertragung hoch frequenter Schwingungen werden elastische Zwischenscheiben in das System integriert.

In Abhängigkeit von Baugrund- und Gebäudeeigenschaften erreicht man dabei eine Reduktion von 80 bis 90 Prozent gegenüber dem ursprünglichen Zustand.

Da nur selten der Baugrund eine ausreichende Tragfähigkeit aufweist um die konzentrierten Lasten unterhalb des Stahlfederelements aufzunehmen, müssen die Lasten in die tieferen Schichten abgeleitet werden. Diese Aufgabe wird von Segmenteinpresspfählen übernommen.

Arbeitsverlauf bei nachträglicher Schwingungsisolierung:

1. Freilegung eines 1m breiten Stichgrabens unter dem Fundament (i.d.R. von Innen aus dem Keller).
2. Einbringen eines Lastverteilungsbalkens unter der Fundamentunterkante.
3. Einpressen der einzelnen Pfahlsegmente in den Untergrund mittels einer hydraulischen Presse bis zum Erreichen der tragfähigen Schicht. (Einpressen mit 1,75-fachem Gebrauchslast)
4. Einpressen der restlichen Pfähle.
5. Trennung vom Bauwerk und Baugrund
  - a) Positionieren der Stahlfederelemente unter dem Lastverteiler;
  - b) Gebäudehebung mittels einer Computer gestützten Synchronhubanlage;
  - c) Eventuelle Horizontierung des Gebäudes.
6. Ersetzen der Pressen durch schlupffreie Stahlspindeln.
7. Bewehrung und Ausbetonierung der Pfahlköpfe.

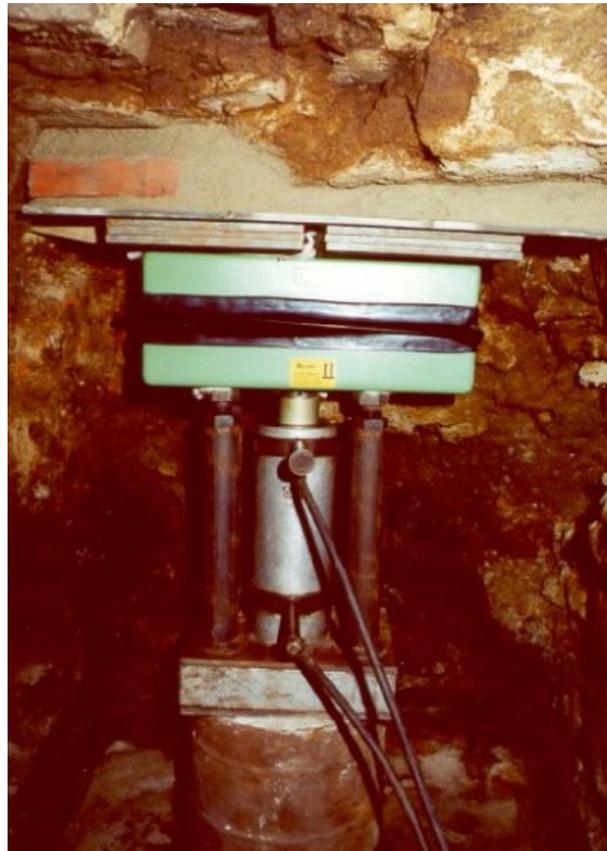


Abbildung 31: Feder-Pfahl-Kombination (Foto: Gerb GmbH, Erka Pfahl GmbH)

Das Bauwerk erhält somit nicht nur eine Schwingungsisolierung sondern auch eine komplett sanierte Gründung, die nur noch minimale Setzungen erfahren kann. Da das Verfahren keinen maßgeblichen Eingriff in die Bausubstanz darstellt, ist er auch für denkmalgeschützte Bauten anzuwenden.

Weitere Vorteile des Verfahrens liegen wie bei anderen Anwendungen von Segmentpfählen in der geringen Platzbedarf und geringen Immissionen sowie Verwendung von kleinen Geräten, Bauteilen und Maschinen.

Die Anpassung dieses Systems an das jeweilige Gebäude ist sehr gut planbar, da alle Systemdaten zeitlich konstant sind. Wichtige Systemdaten sind in diesem Zusammenhang das Erregerfrequenzspektrum. Es wird am bestehenden Gebäude mittels Schwingungsmessungen bestimmt. Hierbei werden auch alle anderen dynamischen Einflüsse mitgemessen. Aus diesen Entscheidungsgrundlagen werden dann die Steifigkeiten und Anordnung der Stahlfedern über Modellrechnungen bestimmt. Hierzu sind nur die tatsächlichen statischen und dynamischen Belastungen bzw. Randbedingungen zu berücksichtigen. Lage, Art, Steifigkeit und Position der Stahlfederelemente und der zugehörigen Segmentpfähle lassen sich so iterativ optimieren. Erfahrungswerte haben gezeigt, dass die auf diese Weise angestrebte Eigenfrequenz des Gesamtsystems maximal um zehn Prozent von der Realität abweicht.

Die Methode kann auch zur nachträglichen Erdbebensicherung erweitert werden. Die Erfassung der Randbedingungen ist in diesem Fall aber aufwändiger, da die Festlegung der Einwirkungen Schwierigkeiten bereitet. Die Art, Dauer und Amplitude der Erdbebenbelastung ist für die gegebene Örtlichkeit zu definieren. Die Einwirkung kann nicht wie beispielsweise bei Maschinenschwingungen direkt am jeweiligen Gebäude gemessen werden. Man ist hier an Schwingungsspektren gebunden, welche an Orten mit ähnlichen Randbedingungen bereits aufgetreten und gemessen wurden. Aus diesem Grund ist es auch nicht möglich eine Systemantwort zu messen. Diese muss unter hohem Aufwand an Modellen simuliert werden. Vgl [16]

## 4 Ursprünge und heutige Verbreitung des Verfahrens

### 4.1 Ursprünge

Der Autor konnte vorerst keine genauen Daten (Jahr, Ort) zum ersten Einsatz von Segmenteinpresspfählen finden. Es gibt aber einige Hinweise, dass der Vorläufer dieser Pfahlsorte aus den Niederlanden stammt.

Ein Fachmann der Firma Jakon gab an, dass das Prinzip des segmentweisen Einpressens von Körpern in den Untergrund mithilfe hydraulischer Pressen in den Niederlanden schon spätestens seit den 1920er Jahren bekannt war. Dort wurde es im Caissonbau angewendet.

In [13] schreibt Hock-Berghaus:

„Die wesentliche Komponente dieser Systeme, die Fertigteil-Segmentpfähle, gehen auf den so genannten „De-Waal“-Pfahl zurück, der schon seit mehreren Jahrzehnten erfolgreich für Nachgründungsmaßnahmen eingesetzt wird ...“

Für den Ursprung des Verfahrens in den Niederlanden spricht auch die Tatsache, dass Amsterdam auf Millionen Holzpfählen gegründet wurde, die seit mehreren Jahrhunderten eine intensive Restaurierungsarbeit erfordern.

In den 1960er taucht ein ähnliches Verfahren im Ruhrgebiet im Bergbau auf. Gegen Ende der 80er Jahren werden in Deutschland erstmals Patente zur Nachgründung und Hebung von Bauwerken mit Hilfe von Segmenteinpresspfählen angemeldet.

Gegen Ende der Recherchearbeit stieß der Autor dann auf die Beschreibung einer Sanierung des Postamtes in Konstanz aus dem Jahr 1938. Prof. Dr. Ing. H. Dörr, der Verfasser, beschreibt die Ausführung einer Nachgründung mit Pressesegmentpfählen.

Der Autor bezeichnet dieses Projekt als Urprojekt des Verfahrens der Nachgründung mit Pressesegmentpfählen, obwohl Komponenten dieser Idee möglicherweise älter sind. Nachfolgende Beschreibung dieses Urprojektes bezieht sich auf [22], [21] und [23]

## 4.2 Das Urprojekt

### 4.2.1 Allgemeine Objektbeschreibung

Das Postgebäude in Konstanz wurde vor über 100 Jahren erbaut. Es wurde von 1889 bis 1891 von der deutschen Reichspost errichtet. Es diente in Folge als Amtsgebäude der damaligen Oberpostdirektion Konstanz.

Das Gebäude wurde aus Sandstein und Backstein aufgemauert. Der Stil des Gebäudes ist eine Nachbildung der Renaissance. An den Ecken der Hauptfassade befinden sich zwei Türme, welche die Stiegenhäuser aufnehmen. Die Hauptfassade ist straßenseitig zum Teil mit Steinquadern verkleidet und eingerahmt. Die Fassade ist mit Gesimsen und anderen Verzierungen, wie es zur damaligen Zeit üblich war, ausgestattet. Hofseitig ist dies nicht der Fall.

Bei der Gründung wurde entgegen der damaligen örtlichen Bautradition, zugunsten einer Platten Gründung auf Holzpfähle verzichtet. Es wurde eine Bodenplatte aus Beton mit der Dicke von einem Meter hergestellt. Die Steifigkeit dieser Platte ist jedoch trotz der Verwendung von Bewehrungselementen nicht mit heute üblichen Stahlbetonplatten zu vergleichen.

Die Kellerwände wurden sorgfältig mit Asphalt abgedichtet, um bei erhöhtem Grundwasserspiegel die Dichtheit zu gewährleisten. Die Abbildung zeigt das heutige Erscheinungsbild des Posthauses. Es ist mittlerweile Sitz der Sparkasse Konstanz.



Abbildung 32: ehem. Posthaus Konstanz

#### 4.2.2 Beschreibung der örtlichen Bodenverhältnisse



Abbildung 33: Bodensee

Die Bodenverhältnisse in Konstanz stehen in engen Zusammenhang mit den Ereignissen der letzten Eiszeit. Damals lag die Endmoräne des Eiszeitgletschers lange im Bogen um die Konstanzer Bucht. Der Gletscher hatte hier große Wellenberge aus Kies aufgeschoben, welche auch heute noch als Hügelketten in der umliegenden Landschaft ablesbar sind. Als der Gletscher sich vor ca. 8000 Jahren zurückzog, hinterließ er den Bodensee. Dieser durchbrach dann die ehemalige Endmoräne auf breiter Front im Bereich des heutigen Konstanz. Heute zeugt nur mehr der schmale Durchbruch des Rheins davon.

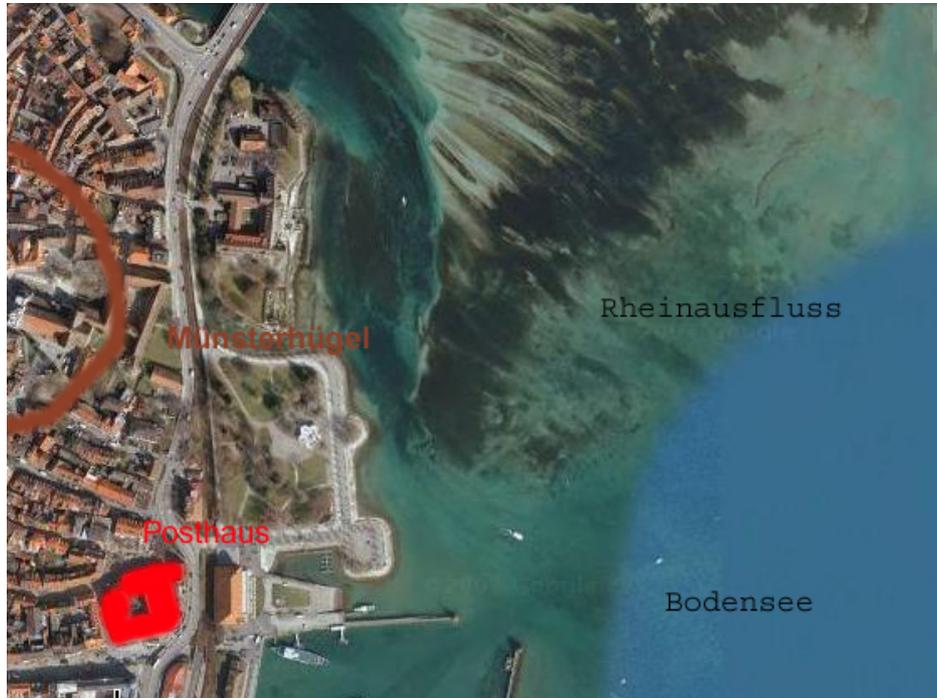


Abbildung 34: Lageplan Konstanz

In Konstanz erreicht die Endmoräne heute nur beim Münsterhügel die Oberfläche. Im Bereich des Postamtes liegt diese Schicht ca. 50 m tiefer. Die oberste Schicht wird hier nämlich von Sedimenten gebildet.

Da die Gletschertrübe anfangs mit höherer Geschwindigkeit floss, sedimentierte als erste Schicht Schluff und Feinsand. Im Bereich des Posthauses reicht diese Schicht bis ca. 22 m unter der Oberfläche.

Später konnten sich in ruhigen Bereichen des Bodensees auch die sehr feine Fraktion des Bändertons oder Seetons ablagern. Im Bereich des Posthauses erreicht diese Seetonschichte 21 m.

Aufgrund der geringen Liegezeit der Sedimente ist der Boden hier noch nicht konsolidiert. Diese ganz spezifischen Bodenverhältnisse prägen den gesamten südlichen Teil von Konstanz.

Die örtliche Bautradition reagierte auf diesen Umstand mit Spickpfahlgründungen aus Holz. Auch wurden vorerst keine schweren Gebäude errichtet. Das Posthaus stellte das erste schwere Gebäude auf diesem Gebiet dar.

Erschwerend kommt beim Posthaus hinzu, dass an dieser Stelle im Mittelalter noch der See stand. Erst seit ca. 600 Jahren wurde der Boden hier mit leichten Gebäuden vorbelastet.

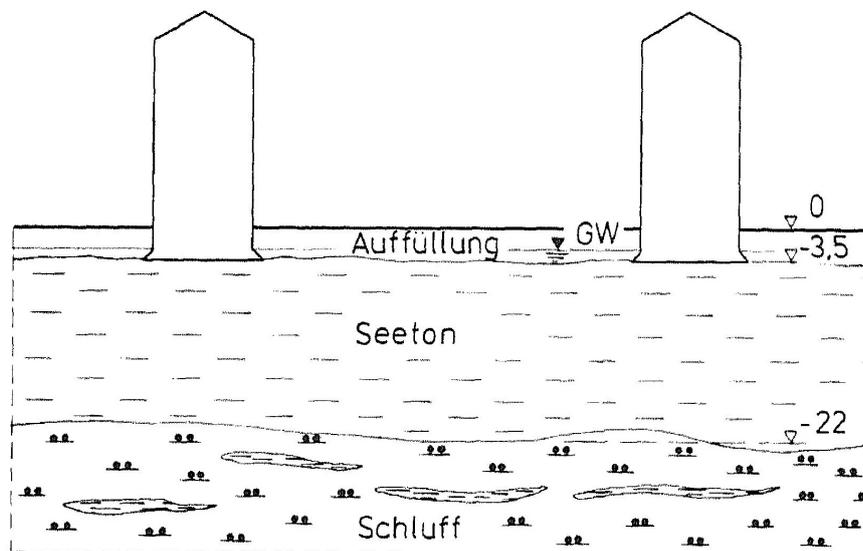


Abbildung 35: Bodenverhältnisse [21]

### 4.2.3 Baugeschichte 1889-1938

Schon während der Bauzeit kam es zu massiven Setzungen. So senkte sich der südliche der beiden Türme innerhalb eines Monats des Jahres 1891 um fast 30 cm. Auch in den kommenden 50 Jahren nach der Errichtung sollten sich die Setzungen nicht beruhigen.

Vor allem waren die Setzungen aufgrund der ungleichen Gewichtsverteilung sehr unterschiedlich. So senkten sich die beiden Ecktürme mit den schweren Hauptstiegen am meisten. Die schwereren Fassadenmauern senkten sich im Verhältnis zu den leichteren hofseitigen Mauern ebenfalls stärker. Die Sockellinie entlang der Hauptfassade war 50 cm aus der Flucht.

In Folge der dadurch auftretenden Zwänge zerbrach das Gebäude praktisch in mehrere Teile. Die Risse zogen sich auch in die Kellerwände und somit in die Abdichtung hinein. Nachteilige Folgen dieser Verformungen sind nachstehend angeführt.

1. Herabstürzende Gebäudeteile
2. Schädigung der Nebengebäude
3. Regelmäßige Überschwemmung der Kellerräume

Aus diesen Gründen wurde Mitte der 30er mit dem Gedanken gespielt das Gebäude abzutragen und an der gleichen Stelle wieder zu errichten. Diese Überlegungen wurden auch dadurch bestärkt, dass man den architektonischen Stil des Posthauses aufgrund der Verschnörkelungen nicht mehr so schätzte.

Schließlich setzte sich aber doch die Meinung durch das Gebäude zu sanieren, da man ja bei einem neuen Bau ebenfalls zuerst das Gründungsproblem lösen musste. Ein Abriss kam auch schon deswegen nicht mehr in Frage, da in der Zwischenzeit durch die Ereignisse rund um die Machtergreifung Hitlers Arbeitskräfte knapp wurden. So entschloss man sich im Sommer 1936 Prof. Dr. Ing. H. Dörr aus Karlsruhe mit der Untersuchung und der Erstellung eines Sanierungskonzeptes zu beauftragen.

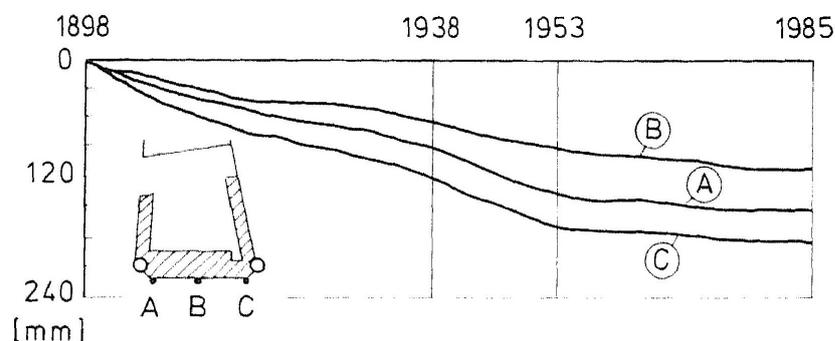


Abbildung 36: Setzungsentwicklung [21]

#### 4.2.4 Erste Untersuchungen 1936

Prof. Dr. Ing. H. Dörr ging als erstes daran, den Boden zu untersuchen. Er lies dazu 7 Löcher mit einer Tiefe von 20 m bohren. Er beschreibt in [22] den Boden als plastischen Bänderton graublauer Farbe.

Er stellte fest, dass die Bänder nur einige Zentimeter dick sind, und von einer dünnen Sandschicht getrennt werden. Die ersten 1,8m ist der Ton trocken und daher auch verhältnismäßig fest. Im Bereich darunter wird der Ton breiiger, da er im Grundwasser liegt. Erst ab ca. 14m machte sich beim Bohren die höhere Dichte bemerkbar. Aus diesen Voruntersuchungen sowie einer Analyse der örtlichen Bautradition und einer Begutachtung der Setzungsschäden konnte der Professor folgende gravierende Mängel im Gründungskonzept feststellen.

1. Es wurde nicht auf der trockenen Tonkruste gegründet, sondern tiefer in schlechterem Boden.
2. Das Gebäude ist für diesen Baugrund viel zu schwer.
3. Keine gleichmäßige Belastung der Fundamentplatte.

Bei der Erstellung des Sanierungskonzeptes wurde die Idee der Anstückelung der Fundamentplatte bald wegen der zu geringen Wirkung verworfen. Bohrpfähle wurden aufgrund des breiigen Bodens als zu gefährlich ausgeschlossen. Es bestand die Befürchtung, dass der Boden in die Bohrlöcher drückt, und so das Bauwerk sich weiter setzt.

So wurde im Herbst 1936 ein Konzept mit 114 Eisenbetonpresspfähle vorgeschlagen. Trotz des Hinweises des Professors, dass diese neue Methode lediglich ein Versuch ist, welcher misslingen könnte, entschloss man sich dazu. Die Bauarbeiten begannen Anfang Jänner 1938, da der Bodensee im Frühjahr den niedrigsten Wasserstand aufweist.

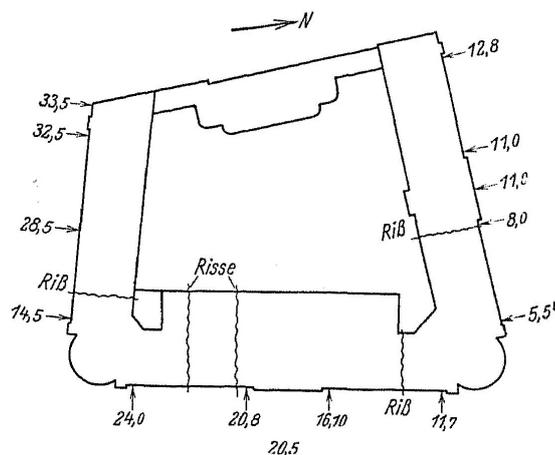


Abbildung 37: Haupttrisse und Überhangmaß des Hauptgesimses [22]

## 4.2.5 Unterfangung 1938

### Grundrissanordnung

Die Haupttrisse zeigten an, dass sich das Gebäude im Bereich der zwei Türme am meisten gesetzt hatte. Der Überhang des Hauptgesimses zeigte an, dass sich das Gebäude straßenseitig stärker setzte. Die Anordnung der Pfähle im Grundriss wurde dementsprechend angepasst. Man versuchte durch Pfähle die Bodensteifigkeit genau in diesen Bereichen zu erhöhen. Das waren, wie in der Abbildung zu sehen ist, vor allem die zwei schweren Türme und der nach Außen gerichtete Teil der Fassade. Ein Fassadenabschnitt in der Mitte der Hauptfassade wurde nicht unterfangen da hier die Setzungen wesentlich geringer waren. Insgesamt wurden 138 Pfähle eingebaut.

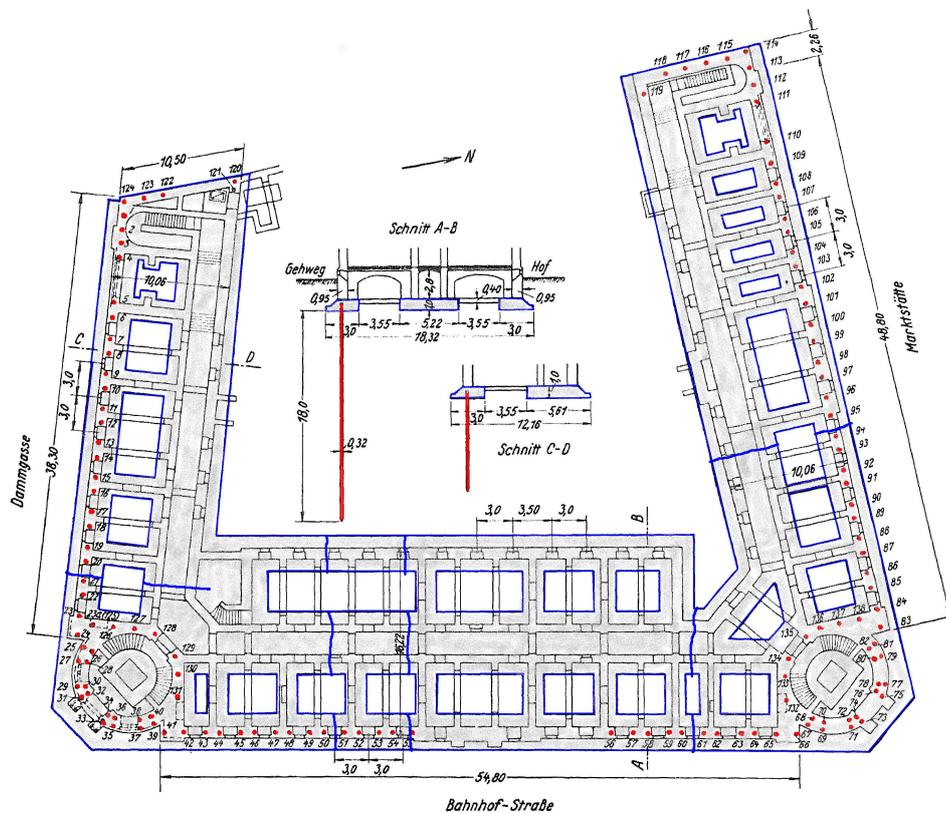


Abbildung 38: Gebäudegrundriss mit Anordnung der Presssegmentpfähle [21]

In Abbildung 30 wird die 1 m starke Eisenbetonplatte mit einer starken schwarzen Linie dargestellt. Man kann zusammen mit dem Schnitt erkennen, dass sie nicht durchgängig vorhanden ist. Im Bereich des Kellerbodens wurde auf sie verzichtet. Man könnte statt von einer Eisenbetonplatte auch von sehr breiten Streifenfundamenten sprechen. Diese Fehlstellen in der Platte dienen als Zugang für die Unterfangungsarbeiten.

## Stahlbetonsegmente

Die Pfahlsegmente hatten eine Länge von einem Meter und wurden als Betonfertigteile konzipiert. Es handelte sich im Prinzip um dickwandige bewehrte Betonrohre mit einem Außendurchmesser von 32cm und einen Innendurchmesser von 12 cm. Im Innenraum befand sich ein 12cm passgenau gedrehtes Rundholz um eine biege- und schubfeste Verbindung zwischen den Segmenten zu gewährleisten. Außerdem wurde noch eine Verbindung mittels vier Dorne hergestellt. Die spitzen Dorne wurden durch vorgesehene Bewehrungsschlaufen in das Rundholz geschlagen. Anschließend wurde die Aussparung mit Zementmörtel ausgepresst.

Bei der Herstellung der Betonsegmente hatte man aufgrund der Stahlknappheit nur auf zehn Stahlformen als Schalung zur Verfügung. Zur Beschleunigung des Prozesses musste auf Schmelzzement zurückgegriffen werden, welcher bereits nach zwei Tagen belastbar war.

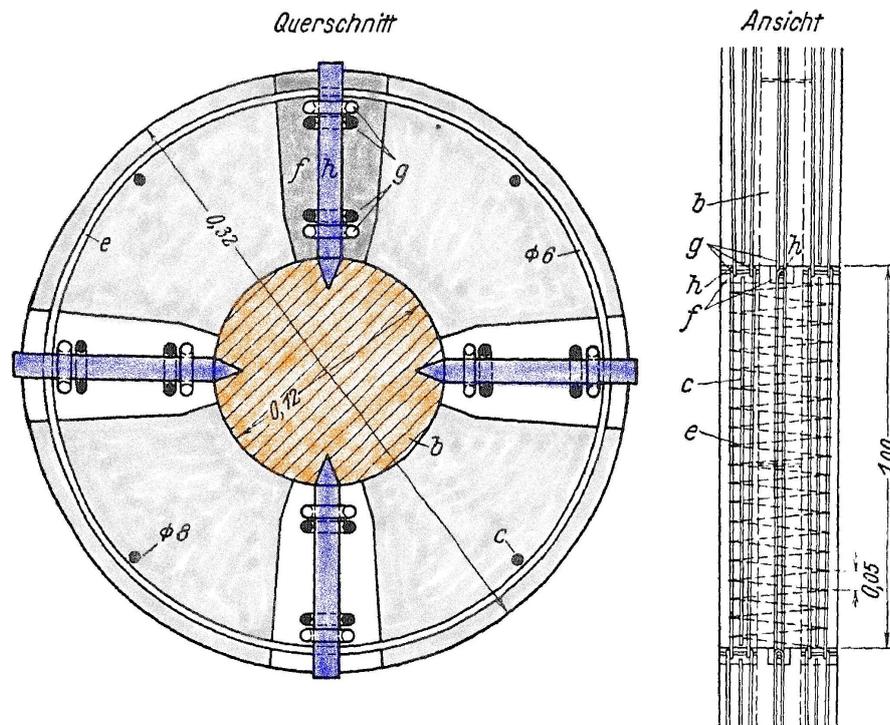


Abbildung 39: Ausgeführter Querschnitt [22]

## Einpressvorgang

Als vorbereitende Arbeit musste der Kellerfußboden aufgestemmt werden und ein entsprechender Arbeitsraum ausgeschachtet werden. Die Pressen benutzen die Gebäude-last als Widerlager und waren auf maximal 100 Tonnen ausgelegt.

Die ersten Pfähle wurden mit einer von vier Mann bedienten Handpumpe in den Untergrund gepresst. Mit einer Leistung von einem Meter pro Stunde konnte man auf diese Weise nur einen Pfahl in 24 Stunden herstellen. Um den Betrieb zu beschleunigen wurden schließlich elektrisch angetriebene Presspumpen angeschafft. Auf diese Weise wurde es möglich 1 m in 5 bis 10 Minuten einzupressen.

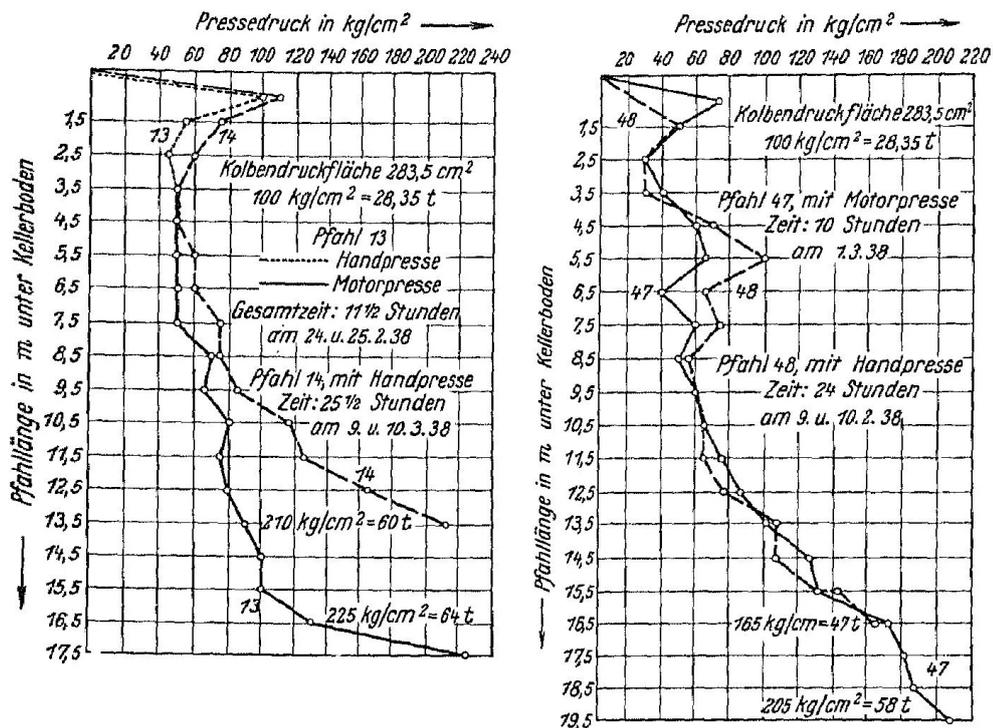


Abbildung 40: Pressprotokolle [22]

Beim Durchpressen der obersten Schicht hatte man oft mit Problemen zu kämpfen, welche durch alten Anschüttungen verursacht wurden (z.B. Baumstämme, Steine...). Hier war der Einsatz eines spitzen Fußstückes von Vorteil. Bei einfacheren Verhältnissen konnte man das Fußstück auch weglassen, und es ergaben sich keine Nachteile.

Die Pressprotokolle zeigen den Anstieg des Widerstandes mit der Tiefe. Es ist zu erkennen, dass der Einpresswiderstand auf den ersten zwei Metern stark ansteigt. Dies ist auf die trockene Tonkruste zurückzuführen. Ab ca. 15m steigt der Widerstand stark an. Der Grund liegt in der höheren Dichte des Tons in dieser Tiefe.

Die Protokolle zeigen auch, dass die Einpressgeschwindigkeit keine Rolle spielt. Händisch gepresste und maschinell gepresste Pfähle erreichen die gleichen Werte.

#### 4.2.6 Fehleranalyse aus heutiger Sicht

Im Jahre 1985 wurde ein Neubau im Innenhof des Postamtes mit Bohrpfählen gegründet. Die Arbeiten verliefen auch damals nicht ohne Probleme wegen dem empfindlichen Boden. Im Zug dieser Arbeiten wurde auch die Sanierung von 1938 kritisch betrachtet. Klobe erörtert in [21] weshalb die Methode beim Postamt versagte:

„Unter dem Postamt in Konstanz wurde 1938 insgesamt 138 Stahlbeton eingepresst, um die anhaltenden Setzungen zum Stillstand zu bringen. Dies ist nicht gelungen, da die Pfähle über ihre ganze Länge in der sich setzenden Schicht schwimmen und viele Stetzungen kraftfrei folgen. Nur Pfähle, die in die Bodenschicht unterhalb des Seetons einbinden, hätten die Setzungen tatsächlich bremsen können.“

Die Pfähle waren also um wenige Meter zu kurz. Klobe errechnete allerdings, dass selbst wenn Dörr die Schluffschicht auf 25 m bekannt gewesen wäre, konnte er sie trotzdem nicht erreichen. Der Grund liegt darin, dass die Widerlagerkraft des Gebäudes durch Dörr schon sehr ausgereizt war. Es ergaben sich bei 880 kN teilweise leichten Schäden bei Fensterumschließungen. Klobe bezweifelt es, dass man die Widerlagerkraft noch weiter erhöhen hätte können.

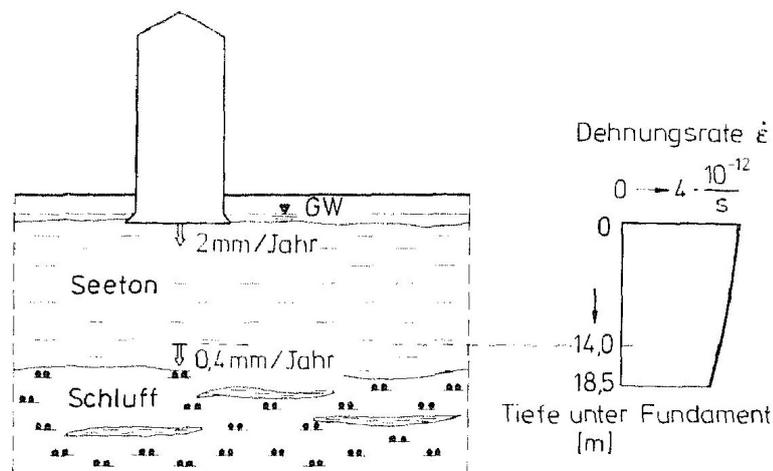


Abbildung 41: Bodenkompression und Setzungsrate zum Zeitpunkt der Sanierung 1938 [21]

Das Bild oben veranschaulicht die Konsolidationssetzungen des Seetons wie sie 1938 vermutlich vorhanden waren. Vgl [21] Es zeigt, dass sich die gesamte Schicht langsam setzt. Die Dehnungsrate zeigt, dass in tieferen Schichten die Dehnungen abnehmen. Es wäre zu vermuten, dass die Sanierung von 1938 die Setzungen zumindest gebremst hätte. Das war allerdings wie in Abb.35 ersichtlich nicht der Fall. Klobe erklärt dies mit dem Umstand, dass solche empfindlichen Böden auf einen störenden Eingriff mit Setzungen reagieren. Das dies trotzdem nur in so geringem Ausmaß erfolgte, hält er dem Verfahren zugute.

## 4.3 Verbreitung der Pressegmentpfähle heute

In einem Artikel schreibt Jansen 1989:

„Die Kenntnis der Einsatzmöglichkeiten von Hydraulischen Presspfählen gehört zur Zeit noch nicht zum allgemeinen Fachwissen. Es gibt kaum Literatur über diese Gründungskonstruktion (...) Betrachtet man (...) die großen Anwendungserfolge in der Vergangenheit in Verbindung mit der unbestreitbaren Wirtschaftlichkeit, so ist es erstaunlich, dass dieses Pfahlssystem so wenig bekannt ist.“ [19]

Zwanzig Jahre später gibt es in der Literatur immer noch nur wenige Informationen zu diesem Verfahren. Die Methode wird zwar kurz erwähnt, aber nicht genauer beschrieben. Allerdings bemühen sich die Firmen um das breite Anwendungsspektrum und die Vorteile der Segmenteinpresspfähle zu präsentieren.

### Vorgeschichte

Dem Autor war von Anfang an unklar, weshalb es in Wien keine Ausführungsbeispiele zu diesem wirtschaftlichen Verfahren gibt. Eine Anfrage bei der Firma Keller in Wien hat ergeben, dass hauptsächlich das Jet Grouting Verfahren zur Nachgründung verwendet wird. Auch andere in Wien tätige Spezialtiefbauunternehmen sanieren Gründungen mit Hochdruckvermörtelung.

Die Firma Pfahlkönig hat eine Kontaktperson in Wien. Er ist die einzige Person, die der Autor in Wien finden konnte, dem das Verfahren gut bekannt ist. Nach seinen Angaben, führt die Firma Pfahlkönig in Wien nur Ortbetonrammpfähle aus.

Auf die Frage, warum die Methode in Wien noch keine Anwendung gefunden hat gibt Hr. Dr.Dipl.Ing Schwab an, dass man wegen der hohen Kosten für die Baustelleneinrichtung nicht konkurrenzfähig ist. Die Projekte müssen einen gewissen Umfang haben, damit man wirtschaftlich mitbieten kann.

In der Folge richteten sich die Bemühungen des Autors auf deutsche Spezialtiefbauunternehmen. Es konnte jedoch kein Hinweis auf Ausführungsbeispiele in Wien gefunden werden. Die Firmen gaben durchwegs an, keine Anfragen aus Wien bekommen zu haben. Eine Firma gab an, in der Nähe von Bratislava Windräder nachgegründet zu haben. Auch von Projekten in Passau Nähe der österreichischen Grenze war die Rede.

Aufgrund dieser Befragungen hat sich beim Autor der Eindruck verfestigt, dass dieses Verfahren nur bei ganz speziellen Randbedingungen wirtschaftlich sei.

Firmen, welche dieses Verfahren ausführen, besetzen also eine Marktlücke, wie ein Lebewesen eine ökologische Nische besetzt.

In Wien ist diese Nische also schon besetzt oder gar nicht vorhanden.

### 4.3.1 Fragestellungen

Aufgrund dieser ersten Vorerhebungen ergaben sich aus der Sicht des Autors folgende Fragestellungen:

1. Wie viele Firmen haben sich in dieser Nische etabliert?
2. Welche besonderen Merkmale besitzen diese Firmen?
3. Welche besonderen Merkmale besitzt diese Nische?
4. Welche besonderen Merkmale weisen die Aufträge selbst auf?

#### **4.3.2 Methodik, Datenerhebung**

Zur Beantwortung dieser Fragen machte sich der Autor auf die Suche nach geeigneten Methoden und Daten.

Die Telefonbefragung oder das Verschicken von Fragebögen erschienen dem Autor für diese Fragestellungen aus folgenden Gründen ungeeignet.

- Kein Interesse der Firma diese Informationen preiszugeben;
- Zeitdruck der Firmen;
- Qualität der Daten nicht gesichert;
- Sprachbarriere bei Niederländischen Firmen;
- Aufwand in keinem Verhältnis zum Wert der Aussage;

Der Autor entschied sich zur Erhebung der Daten im Internet. Die angeführten Ausführungsbeispiele der verschiedenen Firmen stellen die Basis dar.

In diesen Beispielen werden verschiedene Daten wie Einpresstiefe, Auftraggeber, Objekttyp, Bodenverhältnisse, aber vor allem die genaue Adresse des ausgeführten Objektes angegeben.

Zur Qualität und Repräsentativität der Daten wurden folgende Annahmen getroffen.

- Alle konkurrierenden Firmen unterhalten eine Homepage;
- Alle Homepages wurden gefunden;
- Die von der Firma ausgewählten Beispiele repräsentieren auch das Tätigkeitsfeld;
- Bei den jeweiligen Beispielen hat sich tatsächlich das am meistens geeignete Verfahren durchgesetzt;

### 4.3.3 Erhebungen

Um sich ein besseres Bild der Unternehmen zu machen wurden Referenzbeispiele der Firma Jakon, sowie der Firma ErkaPfahl herangezogen. Die anderen Anbieter hatten zu wenige Beispiele angeführt, so dass eine statistische Auswertung dem Autor nicht sinnvoll erschien. Die Informationen aus diesen Beispielen sind jedoch im Kapitel 4, bei Hersteller, Systeme zusammengefasst.

Die Firma Jakon veröffentlicht auf ihrer Homepage 130 Beispiele. Diese Ausführungsbeispiele werden in vier wesentlichen Punkten beschrieben. Das Ausführungsjahr ist nicht angegeben.

- Ausführung, Tätigkeit;
- Ausführungsort;
- Auftraggeber;
- Gründungstiefe;

ErkaPfahl veröffentlichte auf ihrer Homepage 105 Beispiele, geordnet nach Ausführungsjahr von 2000 bis 2008. ErkaPfahl beschreibt die Beispiele nur in den drei ersten Punkten. Eine Angabe über die Gründungstiefe fehlt.

#### 4.3.4 Auswertung

##### Auftragsstruktur

In dieser Auswertung wurden nur Beispiele der Firma ErkaPfahl verwendet, da diese hinsichtlich Auftraggeber die genauesten Angaben macht. Aufgrund des Namens und der Rechtsform wurde jedes Beispiel vom Autor folgenden Kategorien zugeordnet.

##### KAT A: Auftrag der öffentlichen Hand

In diese Kategorie fallen nach Auffassung des Autors beispielsweise: B.U.N.D LV Niedersachsen, Stadt Wesenberg, Universität Gießen, Verbandsgemeinde Flammersfeld, Land NRW,...und ähnliche Auftraggeber, welche offensichtlich einen öffentlichen Charakter haben.

##### KAT B: Auftrag der Kirche

Beispielsweise: Bistum Osnabrück, Evangelische Kirchengemeinde, Johannitern,...u.ä

##### KAT C: Auftrag der Privatwirtschaft

Dieser Kategorie wurden im wesentlichen alle Auftraggeber zugeordnet, deren Name ein Hinweis auf eine Gesellschaft geben. Beispielsweise: Deutsche Steinkohle, Chronos GmbH, Hochtief Building AG,PGAM AG,...u.ä

##### KAT D: Auftrag von Privatpersonen

Diese Kategorie umfasst alle Aufträge, welche eher privaten Charakter haben, einzelne Personen oder kleine Einzelunternehmer.

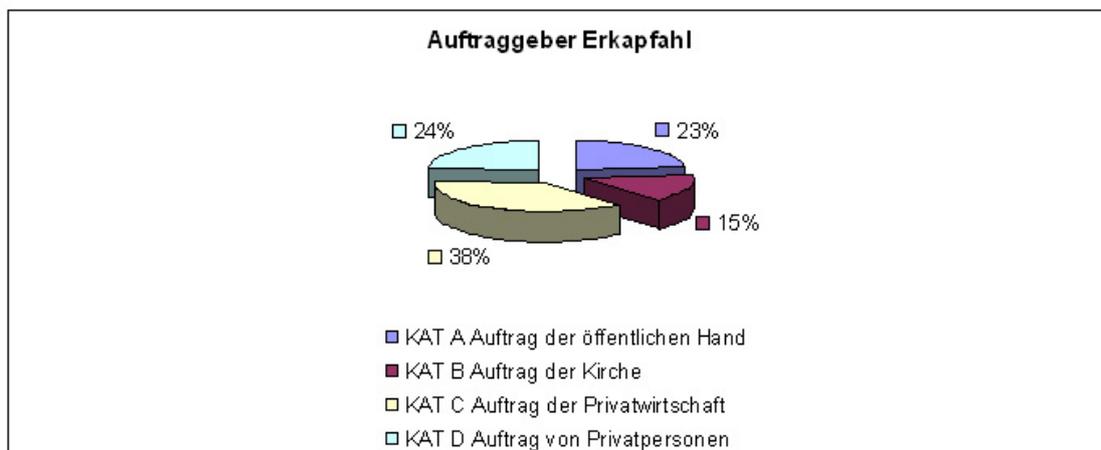


Abbildung 42: Auftraggeberstruktur der Firma Erkapfahl

## Objektstruktur

Auch hier wurden nur Beispiele der Firma ErkaPfahl aufgenommen, da die Firma Jakon nicht das Objekt sondern eher die Art der Tätigkeit beschreibt. (Nachgründung, Unterfangung, Hebung, Verschiebung,...)

Der Autor teilt hier wieder aufgrund der Namen in folgende Kategorien ein:

### KAT 1: Historische Gebäude, Baudenkmäler

Diese Kategorie umfasst beispielsweise: Johanniterstift, Stadtkirche, Burg Wesenberg, Schloss Falkenlust,...u.ä

### KAT 2: Öffentliche Gebäude

In dieser Kategorie befinden sich: Kappschaftskasernenhaus, Schule, Krankenhaus, Studentenwohnhaus, Rathaus, Museum,...u.ä

### KAT 3: Betriebseinrichtungen

Maschinenfundament, Wasserschloss, Trafostation, Klärbecken,...u.ä

### KAT 4: Wohnungsbauten, Kleinbauten

Wohnhäuser, Villa, Feuerwehrhaus, Mehrfamilienhaus,...u.ä

### KAT 5: Sonstiges

Lückenbebauungen in der Stadt, Unterfangungsarbeiten von Fassaden,...u.ä

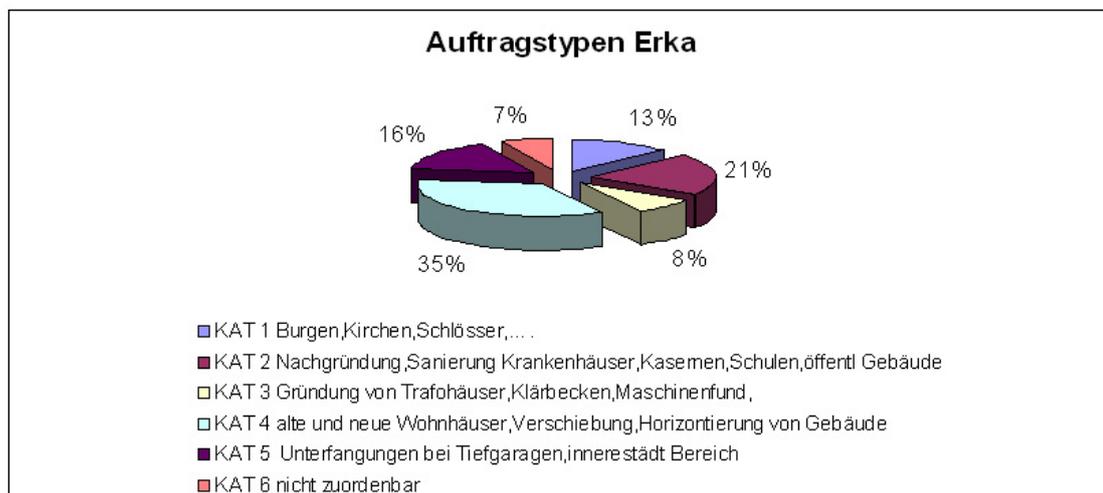


Abbildung 43: Auftragstypen der Firma Erkapfahl

## räumliche Ausdehnung

### Firma Erkapfahl

Die Tätigkeit der Firma Erkapfahl konnte vom Autor an 105 Orten nachgewiesen werden. Es sind jene Orte, welche auf der Homepage veröffentlicht wurden. Es ist anzunehmen, dass es noch weitere, nicht dokumentierte Ausführungsbeispiele gibt.

In der nachfolgenden Grafik wurden alle Orte mittels eines blauen Punktes in eine geographische Karte Norddeutschlands eingetragen. Kommen an einem Ort fünf oder mehr Projekte vor, so wurde der Punkt entsprechend vergrößert. Anzumerken ist noch, dass es im süddeutschen Raum vereinzelt Beispiele gibt, welche hier aber wegen der Übersicht nicht eingetragen wurden.

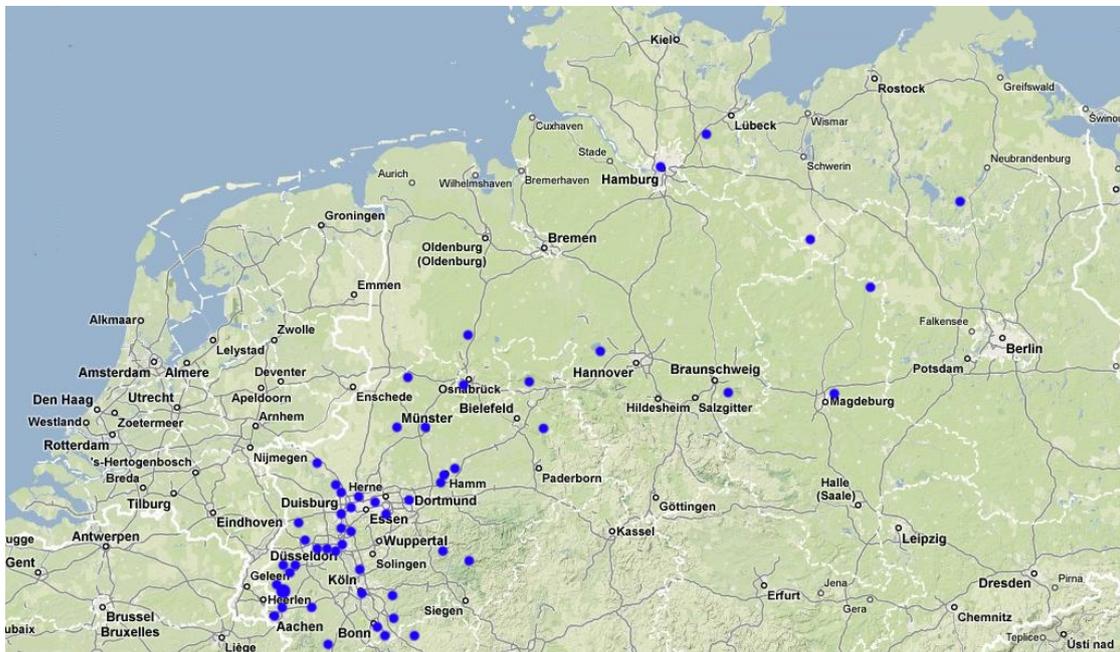


Abbildung 44: Aufträge der Firma Erkapfahl

## Firma Jakon

Die Tätigkeit der Firma Jakon konnte vom Autor an 130 Orten nachgewiesen werden. Es sind ebenfalls nur jene Orte, welche auf der Homepage veröffentlicht wurden, berücksichtigt. Es ist anzunehmen, dass es noch weitere, nicht dokumentierte Ausführungsbeispiele gibt.

In der nachfolgenden Grafik wurden alle Orte mittels eines violetten Punktes in eine geographische Karte Norddeutschlands eingetragen. Kommen an einem Ort fünf oder mehr Projekte vor, so wurde der Punkt entsprechend vergrößert.

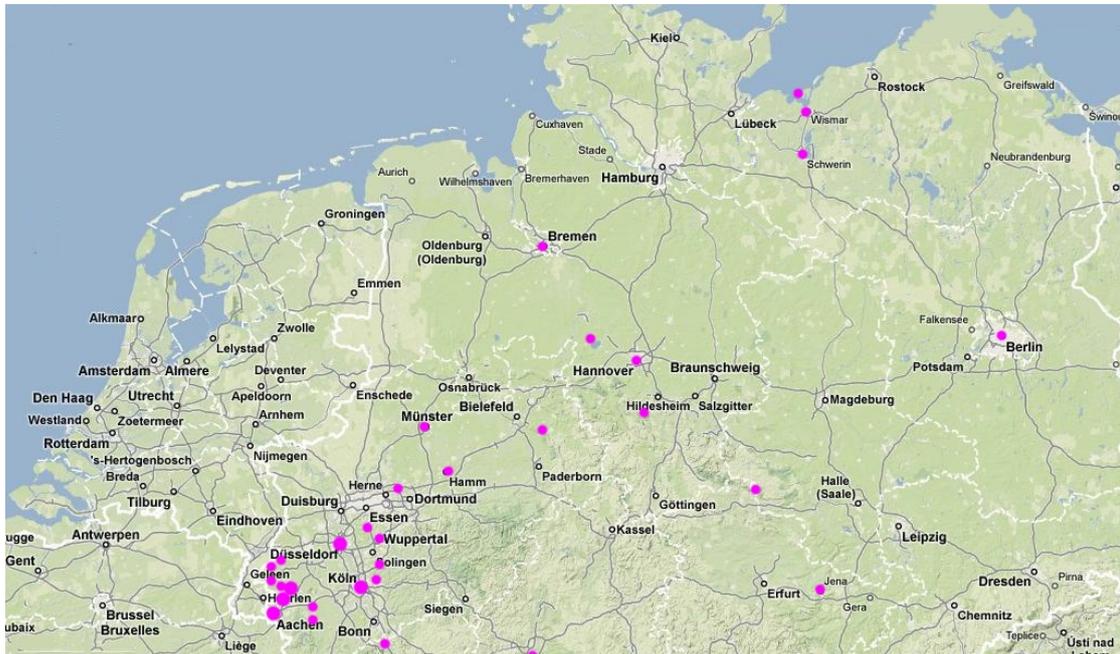


Abbildung 45: Aufträge der Firma Jakon

## Firma Walinco

Hinweise auf die Tätigkeit der Firma Walinco konnte von uns an zwanzig Orten festgestellt werden. Die Firma spricht von weiteren 300 Beispielen in ihrem Tätigkeitsbereich. Die Daten von Walinco unterscheiden sich von denen der beiden anderen Firmen. Walinco ist nicht nur auf Segmenteinpresspfähle spezialisiert, sondern führt Presspfähle aller Art aus. Dem Autor war es nicht möglich die Daten dahingehend zu bereinigen. Die Werte von Walinco beziehen sich also auf alle Presspfähle.

In der nachfolgenden Grafik wurden alle Orte mittels eines grünen Punktes in eine geographische Karte Norddeutschlands eingetragen. Der Autor nimmt an, dass Walinco verhältnismäßig weniger Ausführungsbeispiele veröffentlicht hat als die beiden anderen Firmen. Diese Annahme fußt auf der Tatsache, dass Walinco vermehrt große ausführlich beschriebene Projekte als Referenzen angibt und die kleinen gar nicht anführt. Aus diesem Grund wurden die gelben Punkte etwas vergrößert.

An dieser Stelle sei auch erwähnt, dass die Homepage von Walinco auf Deutsch, Belgisch, Englisch und Französisch verfügbar ist. Es wird aber nicht explizit darauf hingewiesen, dass man in diese Ländern tätig ist. Ausführungsbeispiele in diesen Ländern wurden jedenfalls keine genannt. Trotzdem nimmt der Autor an, dass der Tätigkeitsgebiet von Walinco weit über das in der Grafik ausgewiesene Gebiet geht. Es liegt Nahe das Walinco auch in Frankreich und Großbritannien tätig ist.

Zum Vergleich wurde bei der Erstellung der nächsten Graphik auch Erkapfahl und Jakon noch einmal berücksichtigt.

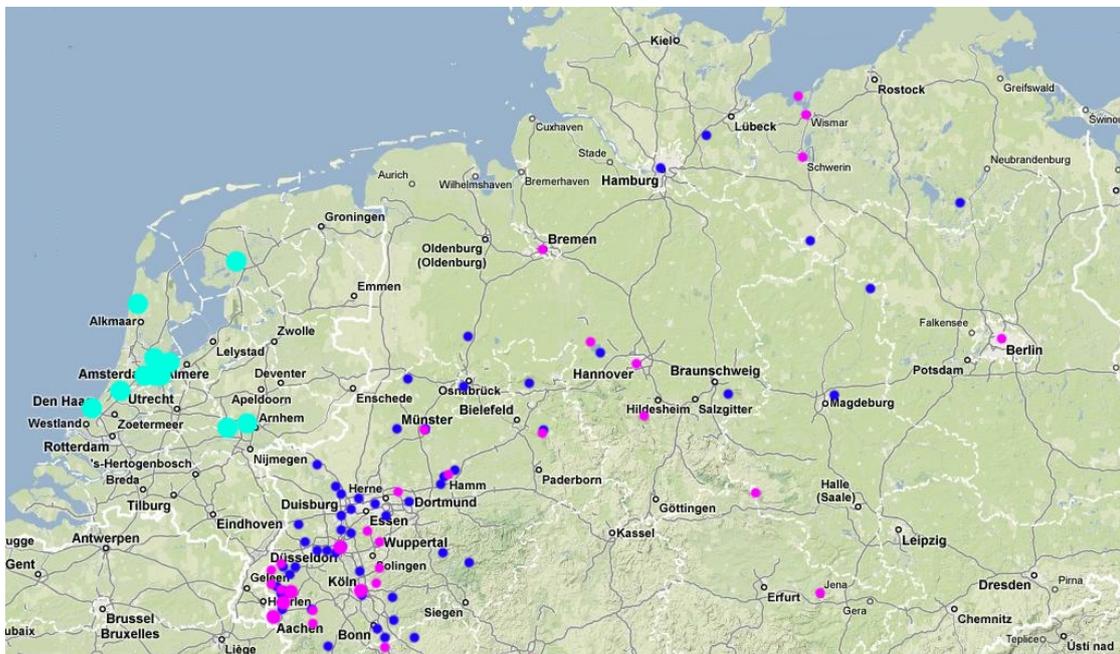


Abbildung 46: Aufträge der Firma Jakon, Erkapfahl und Walinco

## Gründungstiefen

Um Aussagen über die Bandbreite von Gründungstiefen zu erhalten, bei welchen das Verfahren wirtschaftlich ist, wurden die 130 Referenzprojekte der Firma Jakon ausgewertet. Der Autor teilt die Projekte aufgrund ihrer Gründungstiefen in Klassen ein. Die Klassenbreite wurde vom Autor mit einem Meter festgelegt. Die Klasse 1 umfasst alle Projekte mit Gründungstiefen von 1 bis 2 m. Die Klasse 2 umfasst alle Projekte mit Gründungstiefen von 2 bis 3 m,...usw. bis zur Klasse n welche die Gründungstiefen von n bis n plus 1 umfasst.

Im nachfolgenden Histogramm sind die Häufigkeiten der Auftritte jeder Klasse dargestellt. Man sieht eine ausgeprägte linksschiefe Verteilung. Das arithmetische Mittel beträgt 6.3 m obwohl die größte Auftrittshäufigkeit im Bereich zwischen 2 bis 5 m liegen. Auffallend ist auch, dass über 70 Prozent aller Auftritte in den Klassen zwischen 3 bis 8 m liegen. Dieser Umstand ist im Folgenden durch ein Kuchendiagramm visualisiert.

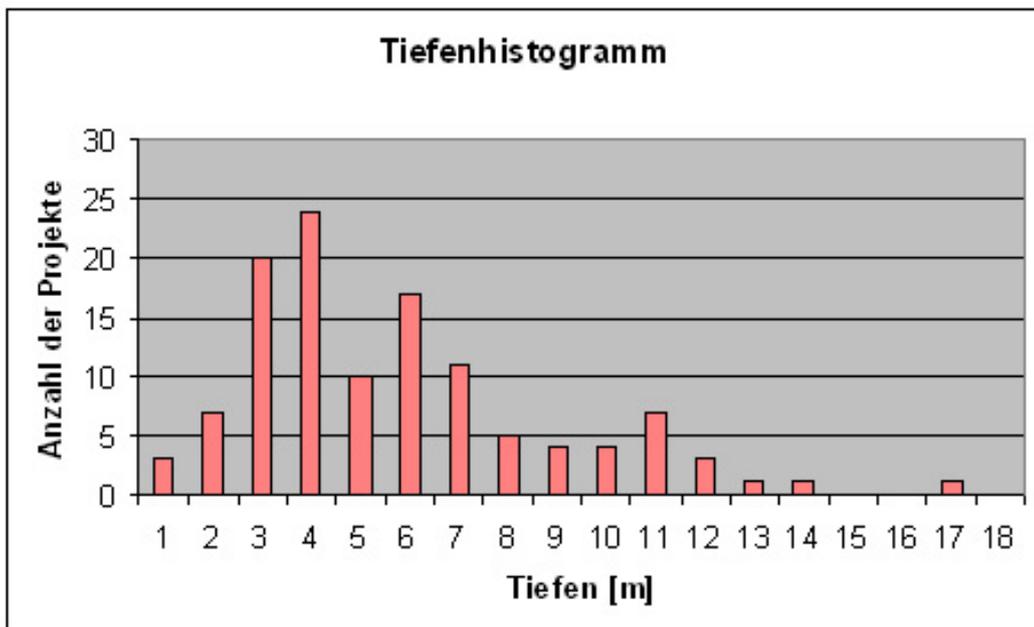


Abbildung 47: Gründungstiefen der Firma Jakon

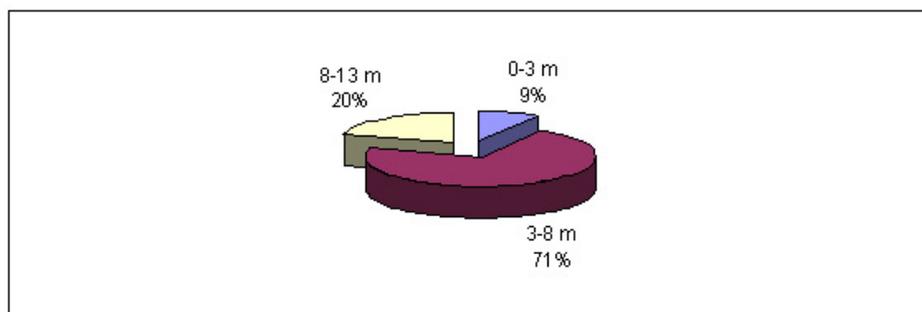


Abbildung 48: Wirtschaftliche Tiefen

### 4.3.5 Interpretation

#### Konkurrenz

Die räumliche Verteilung interpretiert der Autor so, dass in Deutschland die Konkurrenz zwischen Anbietern offenbar sehr ausgeprägt ist. Es gibt kein Gebiet in dem ausschließlich nur eine Firma tätig ist. Bezeichnend ist, dass die Firma Jakon auch Projekte in Baederweiler, also am Firmensitz von ErkaPfahl durchgeführt hat. Ein kurzer Anfahrtsweg ist also offensichtlich kein bestimmender Wettbewerbsfaktor in diesem Segment, weshalb auch keine regionale Dominanz der Firmen um ihren Hauptsitz feststellbar ist.

Interessant ist auch, dass die Tätigkeit der deutschen Firmen offenbar nicht über die deutsche Grenze hinausgeht. Der Autor vermutet hier einen Widerstand auf der rechtlichen bzw. organisatorischen Ebene, der offenbar diese Firmen davon abhält, sich auch in Holland zu engagieren. Eine Rolle spielt sicher auch, dass es in Holland z.B durch die Firma Walinco potente Konkurrenz gibt, und es somit schwer fällt in diesem Gebiet Fußzufassen. Die in Deutschland operierenden Unternehmen sind auch von der Struktur her kleiner und jünger als Walinco.

#### Bodenverhältnisse, Gewässer

Das Auftreten des Verfahrens ist an das Vorkommen sehr schlechter Baugründe in der obersten Schicht gebunden. Weiters ist das Erreichen einer tragfähigen Schicht in geringer Tiefe erforderlich. Ist die Tragschicht zu tief, werden andere Verfahren oder ein Abriss wirtschaftlicher.

Diese schlechten Baugründe sind vor allem:

- Auleeme
- Klei
- Schluff
- Seetone
- Torf

Wenn man sich die räumliche Ausdehnung des Verfahrens veranschaulicht, fällt auf, dass es sich in Niederungen im Unterlauf von großen Flüssen etabliert hat. Hier sind die Böden schlechter, da sich im Unterlauf von Flüssen sehr feine Sedimente angelagert haben. Hingegen sind in den Oberläufen die Böden meist besser, weil nicht so fein. In gebirgigen Regionen wie z.B Österreich und Bayern gibt es mehr Schotterböden. Diese Landschaften sind vorwiegend eiszeitlich geprägt. In Gebieten, in denen die Eiszeitgletscher Moränenmaterial abgelagert haben, ist dieses Verfahren beispielsweise durch den Autor nicht aufgefunden worden.

Ein großes Fragezeichen bleibt in Bezug auf die Verbreitung des Verfahrens in Norddeutschland. Hier würden die Bodenverhältnisse ein Auftreten des Verfahrens ebenfalls begünstigen. Trotzdem gibt es nur wenige Ausführungsbeispiele. Der Autor hat hier jedoch nur Vermutungen, welche durch eine genauere Untersuchung zu untermauern wären.

Die räumliche Ausdehnung und Häufigkeit der Methode der Presssegmentpfähle könnte noch mit anderen Strukturmerkmalen im Raum verglichen werden. Diese Merkmale könnten beispielsweise sein.

- Bodenarten
- Bevölkerungsdichte
- Oberflächenwässer
- Bergbaugebiete

# 5 Berechnungs- und Bemessungsansätze

## 5.1 Aktuelle Normungssituation

Für die Herstellung und Berechnung von Segmenteinpresspfählen gibt es keine gesonderte Norm. Folgende Normen beinhalten jedoch Inhalt, die sich die auch auf Einpresspfähle anzuwenden sind.

### **Herstellungsnormen**

DIN EN 12794

„Betonfertigteile- Gründungspfähle; Deutsche Fassung EN 12794:2005+A1:2007“

Diese Norm behandelt Gründungspfähle aus Stahl- oder Spannbeton, die entweder am Stück oder in Segmenten mit einbetonierten Pfahlverbindungen hergestellt werden. Sie können massiv sein oder einen Hohlkern haben und prismatisch oder zylindrisch geformt sein.

DIN EN 12699

Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) „Verdrängungspfähle“ Deutsche Fassung EN 12699:2000

Diese Norm enthält allgemeine Grundsätze für die Herstellung von Verdrängungspfählen aller Art, darunter auch von eingepressten Fertigpfählen aus Holz, Stahl, Beton oder Stahlbeton.

### **Berechnungsnormen**

EN 1997-1

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik- Teil 1: Allgemeine Regeln.

Im Kapitel Pfahlgründungen befinden sich allgemeine Regeln, die für alle Pfahlarten gelten.

## 5.2 Tragverhalten von Pfählen

### Einteilung

Terzaghi und Peck unterteilen in [5] Pfähle nach ihrem Tragverhalten im Boden bei ruhender Belastung. Die Abhandlung bezieht sich zwar nur auf Pfähle, der damals üblichen Art, welche mit einer Pfahlramme eingerammt werden. Es wird jedoch explizit darauf hingewiesen, dass die „hauptsächlichen Grundsätze jedoch mit geringen Abweichungen auch für den Entwurf von Gründungen mit anderen Pfahlarten, welche auf andere Arten ausgeführt werden, gelten“

#### 1. Reibungspfähle in grobkörnigen, sehr durchlässigen Böden

Diese Pfähle werden in kleinen Abständen als Pfahlgruppen in den Boden eingebracht. Der Boden rund um die Pfähle wird verdichtet und der Pfahl selbst trägt auf Mantelreibung. Diese Pfähle werden auch als Verdichtungspfähle bezeichnet.

#### 2. Reibungspfähle in sehr feinkörnigen Böden geringer Durchlässigkeit

Diese Pfähle verdichten den Boden in ihrer Umgebung nicht wesentlich. Die Übertragung der Lasten erfolgt jedoch ebenfalls über Mantelreibung. Gründungen mit Pfählen dieser Art werden oft als schwimmende Pfahlgründungen bezeichnet.

#### 3. Spitzendruckpfähle

Diese Pfähle übertragen ihre Last bis in eine feste Schicht, die sich in größerer Tiefe unter der Sohle des Bauwerkes befindet.

Terzaghi und Peck weisen aber darauf hin, dass diese drei Typen keine scharfen Grenzen besitzen. Beispielsweise wenn eine Pfahlspitze in eine feste Sandschicht reicht, welche in der Lage ist, die Pfahllast durch Spitzendruck zu übertragen. In diesem Fall kann trotzdem ein beträchtlicher Teil der Last wie in Punkt 2 durch Mantelreibung aufgenommen werden.

Aus diesem Grund wird der Bemessungswert  $R_{c;d}$  des Druckwiderstands eines Pfahles folgendes ermittelt:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

wobei:  $R_{b;d}$  = Bemessungswert des Pfahlfußwiderstands

$R_{s;d}$  = Bemessungswert der Mantelreibungskraft an einem Pfahl

vgl. [20]

Presssegmentpfähle werden meistens dazu eingesetzt, weichere Bodenschichten bis zum Erreichen einer tragfähigen Schicht zu durchpressen. Bei diesen Randbedingungen ist ein Einsatz sehr wirtschaftlich. Sie wirken demnach in den weitaus überwiegenden Fällen als Spitzendruckpfähle.

Mehr über die Tragfähigkeit eines Segmenteinpresspfahles befindet sich im Kapitel: „Eindringwiderstand vs. Tragwirkung des Pfahles“.

## 5.3 Innerer und äußerer Tragwiderstand

### Innerer Tragwiderstand

Das innere Tragverhalten ist abhängig von:

- Betongüte und Herstellungsqualität;
- Wahl und optimale Lage der Spiralbewehrung;
- planebene Herstellung der Aufstandsfläche der Pfahlglieder;
- genaues Vortreiben des Pfahles in der Wirkungslinie der einzuleitenden Normalkraft;
- Gleichheit und Passgenauigkeit aller Einzelpfahlglieder;

Der Pfahl ist dabei nicht nur auf die Tragfähigkeit sondern auf die Dauerhaftigkeit sowie auf das Verhalten beim Transport und beim Einbringen zu prüfen.

Der innere Tragwiderstand von Pfählen kann i. a mit der Kenntnis des Baustoffes und der Statik problemlos ermittelt werden und ist bei Presssegmentpfählen i.d.R auch nicht maßgebend. Da die Pfahlsegmente im Werk unter strengen Kontrollen und nach Regel der DIN 12749 hergestellt werden, ist die maximal aufnehmbare Last eines Segmentes bekannt.

### Äußerer Tragwiderstand

Das äußere Tragverhalten beschreibt man als Zusammenhang zwischen dem Pfahlwiderstand und der Kopfverschiebung oder Kopfverdrehung des Pfahles. vgl. [8]

Die äußere Tragfähigkeit wird bestimmt durch:

- Eigenschaften des Bodens
- Mächtigkeit und Festigkeit der Deckschichten
- Grundwasserverhältnisse
- Form und Querschnittsfläche des Pfahles
- Pfahlbaustoff
- Einbringungsart
- Einbindetiefe des Pfahles in die tragfähigen Schichten und deren Mächtigkeit
- Pfahlmantelfläche
- Pfahlstellung und Abstand zwischen den Pfählen

Vgl. [8]

## 5.4 Widerlagertragfähigkeit

Bei der Bestimmung des Widerstandes des Bauwerkes im Widerlagerbereich sind Erfahrung und Intuition gefragt. Für die Einschätzung des Widerstandes einer Betonwand kann man sich zwar eines Stabwerkmodelles bedienen, für die Scheibenwirkung von Mauerwerk gibt es aber keine Berechnungsverfahren.

Aus diesem Grund muss das Mauerwerk während Einpressens beobachtet werden. Dabei entsteht die Gefahr der Beschädigung des Gebäudes erst beim Erreichen einer tragfähigen Schicht. Dieser Zeitpunkt ist dank der kontinuierlichen Erstellung der Einpressprotokolle leicht festzustellen und äußert sich in einem Knick in der Last-Setzungskurve. Nach dem Eintreten von kleinsten Rissen muss der Vorgang langsamer und noch vorsichtiger durchgeführt werden.

Besondere Probleme treten bei vorhandenen Wandschäden oder bei vielen Öffnungen wie z.B. Fenster und Türe auf. Aus diesem Grund sind die Stellen, an der die Pfähle eingepresst werden sollen, genau zu überlegen.

Allerdings berichten die mit Segmenteinpresspfählen arbeitenden Ingenieure, dass die Widerlagerkraft aus dem Bauwerk in den meisten Fällen größer als die rechnerisch ermittelte Belastung für einen Pfahl ist und es kommt sehr selten vor, dass ein Einpressvorgang wegen zu geringen Widerlagertragfähigkeit abgebrochen werden muss.[19]

Bei einer schwächeren Bausubstanz oder hohen Einpresskräften sollten die Fundamente nicht punktzentrisch belastet werden, sondern die Kräfte über einen Lastverteilungsträger eingeleitet werden verwendet. Dazu werden von den Firmen hauptsächlich Betondruckpolster oder ausgesteifte I-Profile, die entsprechend dimensioniert werden, verwendet. Darüber hinaus kann die all zu große Belastung des Bauwerkes in manchen Fällen durch eine Spülhilfe verringert werden. Meistens handelt es sich um festere Schichten, die aber nur geringe Mächtigkeit aufweisen, und schnell durchdrungen sind.



Abbildung 49: Lastverteilungsträger der Firma Erka-Pfahl [28]

## 5.5 Knickverhalten von Segmenteinpresspfählen

Segmenteinpresspfähle sind in der Regel Standpfähle, welche erst in einer größeren Tiefe tragfähige Schichten erreichen. Oft wird die tragfähige Schicht erst in einer Tiefe von zwanzig Metern erreicht und der den Pfahl umschließende Boden ist so weich, dass er wie im Wasser kaum Widerstand gegen seitliches Ausweichen bietet (z.B. Torf). In solchen Fällen besteht die Gefahr des Knickens des Pfahles im umgebenden Boden. (siehe dazu ÖNORM EN 1997-1 : Kein Knicknachweis erforderlich bei  $c_u$  größer als 10 kN/m<sup>2</sup> )

Dieses Knickversagen ist bei Kleinbohrpfählen bekannt und auch gut dokumentiert. vgl. [25]

Bei Segmenteinpresspfählen konnte in der Literatur kein Hinweis auf Knickversagen gefunden werden.

Aus Sicht des Autors kommt dieser Versagensart in der Praxis kaum Bedeutung zu, da bei Segmenteinpresspfählen die höchste Druckbeanspruchung bereits beim Einbau stattfindet. Jeder Segmenteinpresspfahl ist somit auch ein Probepfahl und kann später nicht mehr ausknicken, da die Belastung nicht mehr so hoch ist.

Im Zuge der Vorplanungsphase und Variantenentscheidung kann die Frage nach einem Knickversagen der Segmenteinpresspfähle während des Einbaus allerdings relevant sein. Da Segmenteinpresspfähle beim Einbau mit der bis zu zweifachen Gebrauchslast überpresst werden, ist zu diesem Zeitpunkt auch mit der größten Knickgefahr zu rechnen. Ergibt die Berechnung, dass die Pfähle in diesem maßgebenden Montagezustand ausknicken, ist der Einbau der Pfähle gar nicht erst möglich und man hat sich gegebenenfalls für eine anderen Unterfangungsmethode zu entscheiden.

Bei Stahlsegmentpfählen kann die Stabilität durch den Biegeknicknachweis nach Eurocode 3 ( Seite 62ff 6.3.1.1 Biegeknicken ) nachgewiesen werden. Eine elastische Bettung des Pfahles durch den umgebenden Boden muss und kann hier nicht berücksichtigt werden. Die Ergebnisse befinden sich also auf der sicheren Seite.

Betrachtet man beispielsweise einen zwanzig Meter langen Pfahl mit einem Durchmesser von 406,4 mm und einer Wandstärke von 11 mm der Festigkeitsklasse S 275, der oben und unten gelenkig gelagert ist, ergibt sich eine aufnehmbare Kraft von 1200 kN ( vgl.[26] ) Da es sich um einen Montagezustand handelt, wurde der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m = 1,00$  gesetzt.

Ein weiterer Ansatz ist das Näherungsverfahren nach Wimmer/Ettinger in [27] Bei diesem Verfahren kann auch eine elastische Bettungsziffer des umgebenden Bodens mitberücksichtigt werden.

## 5.6 Vorgangsweise bei der statischen Vorbemessung

Statische Berechnung besteht aus:

1. Ermittlung der Anzahl der Pfähle und theoretisch anfallenden Lasten bei den einzelnen Pfählen
2. Pfahllageplan
3. Anfertigung eines graphisch theoretischen Einflussflächenplanes zur Belastungsannahme für jeden einzelnen Pfahlkopfbereich
4. Die Abschätzung der Länge (ist nicht verbindlich und dient der Kosteneinschätzung)

### 5.6.1 Pfahlanzahl und theoretisch anfallende Lasten

Als erstes werden die ständigen und veränderlichen Einwirkungen in kN pro m Fundament ermittelt. Dannach werden die Lage der Pfähle und die Abstände gewählt. Dabei ist die Statik des vorhandenen Gebäudes zu prüfen.

Aus der Belastung auf die Fundamente und der gewählten Abständen wird die theoretisch anfallende Belastung pro Pfahl gerechnet. Durch die Multiplikation des erhaltenen Wertes mit dem Sicherheitsfaktor (meistens zwischen 1,75 und 2,00), bekommt man die Presskraft.

Jetzt muss noch die Tragfähigkeit des Widerlagers abgeschätzt und falls notwendig entsprechend die Abstände verkleinert werden (Mindestabstände beachten!).

### 5.6.2 Pfahlabstände

Die Tragfähigkeit einer Pfahlgruppe ist, bezogen auf die Anzahl der Pfähle, immer kleiner als die eines Einzelpfahles.

Wenn also ein bestimmter gegenseitiger Abstand unterschritten wird, überschneiden sich die Einflussbereiche der Spannungen und bewirken eine Minderung der Tragfähigkeit.

Die Ausdehnung der Einflussbereiche hängt ab vom:

- Baugrund
- der Pfahlart
- dem Pfahldurchmesser
- der Pfahllänge

Nach der Angaben der Firma Jakon soll der Mindestabstand zwischen benachbarten Segmenteinpresspfählen aus Stahlbeton ca. 1,2 m betragen.

Terzaghi empfiehlt für Verdrängungspfähle in Abhängigkeit ob es sich um Spitzen-druckpfähle oder Reibungspfähle handelt sowie abhängig vom Bodenart die Abstände zwischen 2,5 D und 3,5 D. Die Werte beziehen sich zwar auf die Holzpfähle, aber können genauso für die Stahlbetonpfähle angewendet werden.

## 5.7 Kontrolle der Vortriebskraft

### 5.7.1 Grenzen des Vortriebes

Die maximale Vortriebskraft wird in der Praxis begrenzt durch:

1. die innere Tragfähigkeit des Pfahles.
2. die innere Tragfähigkeit des Widerlagers.
3. das Gewicht des Bauwerkes im Bereich des Presswiderlagers.
4. die Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Öldruckpumpenkraft in Verbindung mit der eingesetzten wirksamen Kolbenfläche des Zylinders.

Bei der Wahl der Vortriebskraft sind in der ersten Linie der Zustand und das Widerlagerpotential des Bauwerkes zu untersuchen. Wie im Unterkapitel „Widerlagertragfähigkeit“ bereits beschrieben, kann das Gebäude die zweifache Gebrauchlast meistens ohne Probleme aufnehmen. Bei höheren Einpresskräften könnte das Gewicht des Bauwerkes oder die Widerlagertragfähigkeit begrenzend wirken.

Die Innere Tragfähigkeit des Pfahles beträgt in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse und Pfahlquerschnitt über 3000 kN. Allerdings handelt es sich hier um eine zentrisch aufgebrachte Belastung. Wenn die Einpresskraft nicht genau im Mittelpunkt des Pfahles angreift, kommt es zur Biegebeanspruchung und dadurch zur Abminderung der aufnehmbaren Normalkraft.

„Erfahrungen haben gezeigt, dass jenseits einer Bodenspannung am Fuß des Stahlbetonpresspfahles von mehr als 15 MN/m<sup>2</sup> die innere Tragfähigkeit des Pfahles für die gesamte Tragfähigkeit entscheidend wird und begrenzt wird durch die Genauigkeit der Lasteinführung über den Hydraulikzylinder während des Vortriebes.“ [19]

Als letzter Begrenzungsfaktor der Vortriebskraft gilt die hydraulische Presse selbst.

Bei der Wahl der Presse soll man darauf achten, dass die maximale Zylinderkraft nicht ständig ausgenutzt wird. Jansen empfiehlt in [19] eine 1,5-fache Sicherheit. Von Bedeutung sind auch die Bauhöhe, das Gewicht und der Durchmesser des Zylinders sowie die Kolbenlänge im ausgefahrenen Zustand.

## 5.7.2 Pressprotokolle

Während des Vortriebes werden laufend Protokolle erstellt, um die ständige Kontrolle des Einpressens zu gewährleisten. Wie aus dem nachfolgenden Pressprotokoll ersichtlich ist, kommt es in einer bestimmten Tiefe zur verstärkten Steigerung der Presskraft. Das kann ein Hinweis auf das Erreichen der tragfähigen Schicht sein, oder aber sich als ein Hindernis herausstellen. Deshalb ist es empfehlenswert vor dem Arbeitsbeginn die Bodengutachten zu erstellen, um die Tiefe der Tragschicht abschätzen zu können. In diesem Zusammenhang wird von den Ingenieuren auch besondere Aufmerksamkeit in Bezug auf das Widerlager gefordert.

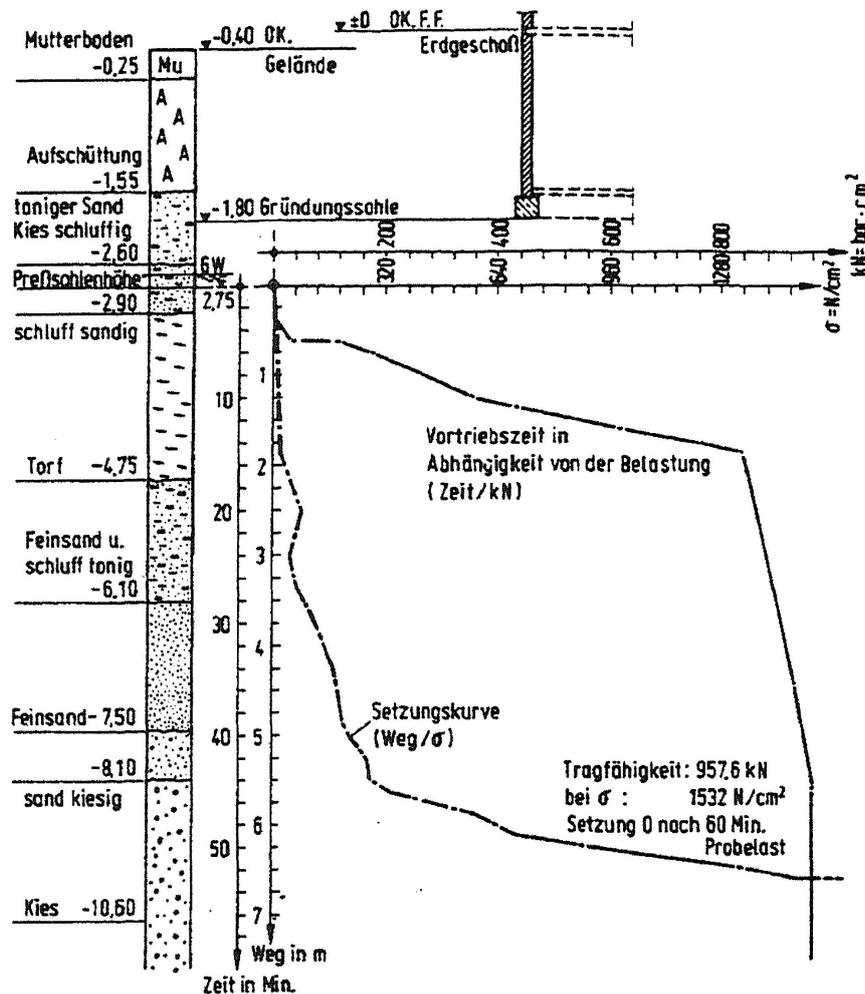


Abbildung 50: Messprotokoll mit Bodenverhältnissen [19]

Bei unsicheren Bodenverhältnissen oder aber wenn mit Kriechverhalten zu rechnen ist, wird der Pfahl einer Setzungsprobe bzw. der Probelastung unterzogen.

## 5.8 Eindringwiderstand vs. Tragwirkung des Pfahles

Die Kraft pro Pfahl, mit der das Bauwerk gestützt wird, kann nicht anhand der Einpresskraft bestimmt werden.

Es wäre also ein Irrtum die Tragwirkung und den Eindringwiderstand gleichzustellen, wie es 1938 beim Postamt in Konstanz erfolgte.

Bei der Bestimmung der wirksamen Kraft muss der Bodenaufbau berücksichtigt werden. Grosse Rolle spielt dabei die Mantelreibung, die oft erst einige Zeit nach dem Einbringen aktiviert oder deaktiviert wird.

Die Mantelreibung kann sowohl den Pfahl be- als auch entlasten. Im Falle eines belastenden Einflusses, spricht man von einer negativen Mantelreibung. Bei positiver Wirkung, kann die Mantelreibung deutlich zur Tragfähigkeit des Pfahles beitragen, und soll nach Klobe nicht vernachlässigt werden.

Klobe führt in [21] einige Beispiele an, die den Unterschied zwischen diesen zwei Begriffen, dem Pfahlwiderstand beim Einpressen  $P_g$  und der wirksamen Stützkraft pro Pfahl  $F_s$ , veranschaulichen.

Die Werte für Spitzendruck und Mantelreibung wurden aus DIN 4014 entnommen.

Für die Beispiele 1 bis 3 gilt gemeinsam:

Pfahldurchmesser  $D = 32 \text{ cm}$

$\leadsto$  Umfang  $U \approx 1 \text{ m}$ .

Querschnittsfläche  $A \approx 0,08 \text{ m}^2$

$\tau_m$ : Mantelreibung

$\sigma_s$ : Spitzendruck

$Q_g$ : Pfahlwiderstand beim Einpressen

$F_s$ : wirksame Stützkraft pro Pfahl

1. Beispiel

Baugrund:

1 Auffüllung:  $\tau_m = 50 \text{ kN/m}^2$

2 Ton:  $\tau_m = 30 \text{ kN/m}^2$

3 Sand:  $\tau_m = 120 \text{ kN/m}^2$

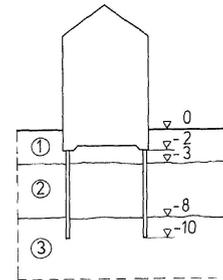
$\sigma_s = 3000 \text{ kN/m}^2$

Setzungsursache:

Kompression von Schicht 2 durch das Bauwerksgewicht

$$Q_g = 1 \cdot 50 + 5 \cdot 30 + 2 \cdot 120 + 0,08 \cdot 3000 = 680 \text{ kN}$$

$$F_s = 2 \cdot 120 + 0,08 \cdot 3000 = 480 \text{ kN}$$



2. Beispiel

Baugrund:

1 Auffüllung:  $\tau_m = 50 \text{ kN/m}^2$

2 Ton:  $\tau_m = 30 \text{ kN/m}^2$

3 Schluff:  $\tau_m = 120 \text{ kN/m}^2$

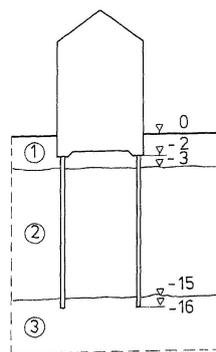
$\sigma_s = 2000 \text{ kN/m}^2$

Setzungsursache:

Kompression von Schicht 2 durch das Bauwerksgewicht

$$Q_g = 1 \cdot 50 + 12 \cdot 30 + 1 \cdot 120 + 0,08 \cdot 2000 = 690 \text{ kN}$$

$$F_s = 1 \cdot 120 + 0,08 \cdot 2000 = 280 \text{ kN}$$



3. Beispiel

Baugrund:

1 Auffüllung:  $\tau_m = 50 \text{ kN/m}^2$

2 Schluff:  $\tau_m = 80 \text{ kN/m}^2$

3 Mudde:  $\tau_m = 30 \text{ kN/m}^2$

4 Schluff:  $\tau_m = 120 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_s = 2000 \text{ kN/m}^2$

Setzungsursache:

Kompression von Schicht 3 durch Zersetzung des organischen Materials

$$Q_g = 1 \cdot 50 + 4 \cdot 80 + 2 \cdot 30 + 1 \cdot 120 + 0,08 \cdot 2000 = 710 \text{ kN}$$

$$F_s = 2 \cdot 120 + 0,08 \cdot 2000 - \underbrace{1 \cdot 50 - 4 \cdot 80 - 1/2 \cdot 2 \cdot 30}_{\text{negative Mantelreibung}} < 0$$

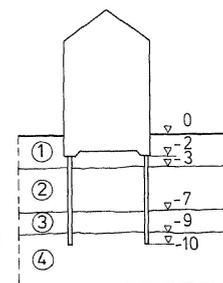


Abbildung 51: Einpresswiderstand und wirksame Stützkraft [21]

Klobe verwendet für seine Berechnung folgende Formel:

Berechnung des charakteristischen Pfahlmantelwiderstandes  $Q_{rg}$

Die Pfahlmantelfläche beträgt:

$$A_m = \Pi * d * 1,0m$$

Der charakteristischen Pfahlmantelwiderstand  $Q_{rg}$ :

$$Q_{rg} = \sum_{i=1}^n \tau_{m,n} * A_m * t_n$$

Berechnung des charakteristischen Pfahlfußwiderstandes  $Q_s(s)$ :

Spitzenfläche:

$$A_s = \Pi * d^2 / 4$$

Pfahlfußwiderstand:

$$Q_s = \sigma * A_s / 4$$

Da es sich bei dieser Berechnung um ein theoretisches Modell handelt welches für alle Pfahlarten gelten soll, sind die Ergebnisse entsprechend ungenau. Diese Berechnung mit Tabellenwerten für Mantelreibung und Spitzendruck in Abhängigkeit vom Boden dient nur zur Abschätzung der Kräfte und dem Aufzeigen dass die Presskraft nicht gleich der Tragkraft des Pfahles ist. Genauere Werte kann nur eine Probelastung liefern.

Bei Segmenteinpresspfählen stellt jeder Einpressvorgang gleichzeitig eine Probelastung dar. Aus Sicherheitsgründen wird die Mantelreibung gar nicht berücksichtigt, da sie sich vom Fall zu Fall anders aufbaut. Vgl. [19]

Aufgrund der Tatsache, dass ein Pfahl nach dem Einbringen weniger trägt, als die Einpresskraft betragen hat, wird eine höhere Vortriebskraft eingebracht, und zwar das zweifache der Gebrauchlast.

## 5.9 Beispiel zur Festlegung der zu erwartenden Tragfähigkeit des Pfahles, sowie zur Bestimmung der Einbringkraft

Für die Belastung wurden realistische Werte für ein Gründerzeithaus gewählt, vgl.[25], Tab. 62.

Die Werte verstehen sich ohne Sicherheitsbeiwerte und beinhalten alle ständigen und veränderlichen Lasten, die auf das Gebäude einwirken, sowie die durch den geplanten Dachgeschossausbau zusätzlichen Lasten.

Charakteristischer Wert der gesamten Fundamentlasten unter der Außenmauer:

$$\sum f_{k,Aussen} = 270 [kN/m]$$

Charakteristischer Wert der gesamten Fundamentlasten unter der Mittelmauer:

$$\sum f_{k,Mitte} = 440 [kN/m]$$

Wahl der Pfahlabstände (Einflussbreite):

1. unter der Außenmauer:

$$b_{Mitte} = 1,6 [m]$$

2. unter der Mittelmauer:

$$b_{Aussen} = 1,2 [m]$$

Die zu erwartende Belastung auf ein Pfahl (Gebrauchslast):

1. Pfähle unter der Außenmauer:

$$F_{k,Aussen} = \sum f_{k,Aussen} \cdot b_{Aussen} = 432 [kN]$$

2. Pfähle unter der Mittelmauer:

$$F_{k,Mitte} = \sum f_{k,Mitte} \cdot b_{Mitte} = 528 [kN]$$

Die erforderliche Einbringkraft:

Sicherheitsbeiwert:

$$\eta = 2$$

1. Einbringkraft Aussenmauer:

$$F_{press,Aussen} = \eta \cdot F_{k,Aussen} = 864 [kN]$$

2. Einbringkraft Mittelmauer:

$$F_{press,Mitte} = \eta \cdot F_{k,Mitte} = 1056 [kN]$$

Wahl der Pfahldurchmesser: :

$$F_{press} < A \cdot f_{cd} [kN]$$

$$A = \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha / \gamma [kN/mm^2]$$

$$\alpha = 0,85; \gamma = 1,5$$

$f_{ck} = f_{ck,cyl}$ : Zylinderdruckfestigkeit

$f_{cd}$  = : Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Betongüte	$f_{ck} [kN/mm^2]$	$f_{cd} [kN/mm^2]$
C25/30	25	14,2
C30/37	30	17
C35/40	35	19,8

Tabelle 3: Betonfestigkeiten

Die Segmenteinpresspfähle werden meist aus Beton der Güteklasse C30/37 hergestellt. Bei einer Presskraft von 1056 kN sind also Segmente mit dem Durchmesser von Minimum 28 cm erforderlich.

Gewählt wird ein üblicher Segmentdurchmesser von 31,5 cm.

## 5.10 Schlussfolgerungen

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurden Informationen zum Thema Segmenteinpresspfähle aus mehreren Bereichen und Quellen zusammengetragen und komprimiert dargestellt. Des Weiteren wurden die Charakteristika und Randbedingungen, unter denen eine wirtschaftliche Anwendung möglich ist, aufgezeigt.

Bei der Recherchearbeit wurde festgestellt, dass es noch keine Normung weder in Deutschland noch Österreich für die Ausführung des Verfahrens gibt. Es konnten auch kaum wissenschaftliche Arbeiten zu dem Thema gefunden werden.

Es wurde festgestellt, dass das Verfahren im Raum Wien kaum bekannt ist. Nach Ansicht des Autors liegt der geringe Bekanntheitsgrad vorwiegend an den Bodenverhältnissen, welche im Vergleich zum Nordeutschen Raum hierzulande günstiger sind. Das Verfahren ist auch noch nicht so alt und wird erst seit 20 Jahren von kleinen sehr spezialisierten Einheiten in Deutschland angewendet. Sicher gibt es aber auch hierzulande genügend Einsatzmöglichkeiten. Die Diplomarbeit will dazu beitragen das Verfahren bekannter zu machen.

## Tabellenverzeichnis

1	Schadensanalyse. Dehn ...[7], Seite 2 . . . . .	21
2	Vor- und Nachteile der Anordnung der Kopfbaugrube. DeJong [15] . . .	30
3	Betonfestigkeiten . . . . .	78

## Abbildungsverzeichnis

1	Gewöhnliches Fundament. Kolbitsch [6], Seite 74 . . . . .	11
2	Umgekehrte Gewölbe. Kolbitsch [6], Seite 75 . . . . .	12
3	Pfeilergründung. Kolbitsch [6], Seite 75 . . . . .	12
4	Pfahlgründung. Kolbitsch [6], Seite 75 . . . . .	13
5	Muldenbildung. Noddushani [10] . . . . .	17
6	Sattellage. Noddushani [10] . . . . .	18
7	Kraglage. Noddushani [10] . . . . .	18
8	Kirchturm. Noddushani [10] . . . . .	18
9	Lastüberschneidung. Noddushani [10] . . . . .	19
10	Drucküberlagerung. Noddushani [10] . . . . .	19
11	Stammbaum Segmenteinpresspfähle. vom Autor selbst erstellt . . . . .	24
12	Stahlverdrängungspfähle in Holland [30] . . . . .	25
13	Segmente aus Stahlbeton. DeJong [17], Seite 242-253 . . . . .	26
14	Stahlsegmente [30] . . . . .	26
15	Schema zu Einbringungsmethoden [31] . . . . .	30
16	Verankerung der Presse an der Sohle [30] . . . . .	31
17	Schweißen [30] . . . . .	32
18	Pressen [30] . . . . .	32
19	Schweißen [30] . . . . .	32
20	Detail Spindelstützen. Jansen [19], Seite 2 . . . . .	33
21	Anschlussmöglichkeiten [31] . . . . .	34
22	Verankerungselemente [31] . . . . .	34
23	Lenzen an der Elbe. <a href="http://www.maps.google.at">www.maps.google.at</a> . . . . .	39
24	Burg. <a href="http://www.erkapfahl.de/presse">www.erkapfahl.de/presse</a> . . . . .	39
25	Erdfälle Frankenhausen. <a href="http://www.kyffnet.de">www.kyffnet.de</a> . . . . .	40
26	Schiefer Turm. LRA Kyffhäuserkreis,2007 . . . . .	40
27	Fundamentdetail. [28] <a href="http://www.erkapfahl.de">www.erkapfahl.de</a> . . . . .	41
28	Ansichtsfoto. <a href="http://www.erkapfahl.de">www.erkapfahl.de</a> . . . . .	41
29	Pfahlanordnung Grundriss [28] . . . . .	42
30	Kombiniertes Feder-Dämpfer-Element. Hock-Berghaus [16], Seite 14 . .	43
31	Feder-Pfahl-Kombination. Hock-Berghaus [16], Seite 18 . . . . .	44
32	ehem. Posthaus Konstanz. <a href="http://www.panoramio.com">www.panoramio.com</a> . . . . .	47
33	Bodensee. <a href="http://www.maps.google.at">www.maps.google.at</a> vom Autor bearbeitet . . . . .	48
34	Lageplan Konstanz. <a href="http://www.maps.google.at">www.maps.google.at</a> vom Autor bearbeitet . . . .	48
35	Bodenverhältnisse [21] . . . . .	49
36	Setzungsentwicklung [21] . . . . .	50
37	Hauptrisse und Überhangmaß des Hauptgesimses [22] . . . . .	51
38	Gebäudegrundriss mit Anordnung der Presselementpfähle [21] . . . . .	52

39	Ausgeführter Querschnitt [22] . . . . .	53
40	Pressprotokolle [22] . . . . .	54
41	Bodenkompression und Setzungsrate zum Zeitpunkt der Sanierung 1938 [21] . . . . .	55
42	Auftraggeberstruktur der Firma Erkapfahl, vom Autor erstellt . . . . .	59
43	Auftragstypen der Firma Erkapfahl, vom Autor erstellt . . . . .	60
44	Aufträge der Firma Erkapfahl, vom Autor erstellt . . . . .	61
45	Aufträge der Firma Jakon, vom Autor erstellt . . . . .	62
46	Aufträge der Firma Jakon, Erkapfahl und Walinco, vom Autor erstellt .	63
47	Gründungstiefen der Firma Jakon, vom Autor erstellt . . . . .	64
48	Wirtschaftliche Tiefen, vom Autor erstellt . . . . .	64
49	Lastverteilungsträger der Firma Erka-Pfahl [28] . . . . .	70
50	Messprotokoll mit Bodenverhältnissen [19] . . . . .	74
51	Einpresswiderstand und wirksame Stützkraft [21] . . . . .	75

## Literatur

- [1] K.Eichler...: Spezialtiefbau: Erkundung und Ausführung; Technik und Umwelt; Methoden und Auswirkungen; Baustoffe und Verfahren. Renningen-Malmsheim: expert-Verlag 1999.
- [2] K.Hilmer: Schäden im Gründungsbereich(Unterfangungen). Berlin: Verlag Ernst and Sohn 1991.
- [3] Mittelalterarchäologie und Bauhandwerk. -Beiträge des 8. Kolloquiums des Arbeitskreises zur archäologischen Erforschung des mittelalterlichen Handwerks, Svest: Westfälische Verlagsbuchhandlung Mocker and Jahn 2005.
- [4] K.Pieper: Sicherung historischer Bauten. Berlin und München: Verlag von Wilhelm Ernst and Sohn 1983.
- [5] K.Terzaghi,R.B.Peck: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin, Göttingen u. Heidelberg: Springer-Verlag 1961
- [6] A.Kolbitsch: Altbaukonstruktionen - Charakteristika Rechenwerte Sanierungsansätze. Wien und New York: Springer-Verlag 1989.
- [7] F.Dehn, M.Gebhardt, E.Pollnow: Sanierung und Verstärkung von Gründungsbauanteilen. Bautechnik 85 Heft 2. Berlin. Verlag Ernst and Sohn 2008.
- [8] Möller: Geotechnik kompakt Grundbau. 1.Auflage,Berlin: Bauwerk, 2003
- [9] U.Smolczyk und K.J.Witt: Grundbau Taschenbuch Teil 2.6.Auflage 2001
- [10] M.Nodoushani: Handbuch Gründungsschäden. -Erkennen und Instandsetzen. Basel, Boston u.Berlin: Birkhäuser Verlag 2004.
- [11] Schriftenreihe Geotechnik Heft 3; Bauhausuniversität Weimar; Geotechnikseminar Weimar 2000.
- [12] J.Kleinmanns: Praktische Denkmalpflege. Vorlesungsskript WS07/08. Universität Karlsruhe.
- [13] K. Hock-Berghaus: Unterfangungen, Konstruktion, Statik und Innovation. Bericht-Nr.17,Bodenmechanik und unterirdisches Bauen der Bergischen Universität GH Wuppertal, 1997.
- [14] K. Hock-Berghaus, H. De Jong: Deformationsarme Unterfangungen. Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau tis, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh 9/1999.
- [15] H. De Jong: Erka-Pfahl. Pfahl-Symposium 2001. IGB TU Braunschweig, Heft Nr. 65.
- [16] K. Hock-Berghaus: Nachträgliche Schwingungsisolierung von Gebäuden. Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau TIS, Bertelsmann Fachzeitschriften GmbH, Gütersloh, 4/2001.

- [17] H. De Jong, K. Hock-Berghaus: Nachgründungen und Unterfangungen mit Segment-Presspfählen. VDI Bau Jahrbuch 2001. S.242-253
- [18] Haus auf Wanderschaft.
- [19] Ernst Jansen: Gründungssanierungen mit hydraulischen Presspfählen. Bautechnik 66, Heft 7. Ernst and Sohn Verlag, 1989.
- [20] DIN, Deutsches Institut für Normung e.V. Eitner...: Eurocode7-Entwurf, Berechnung und Vermessung in der Geotechnik: Beispiele. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag GmbH 1997.
- [21] Berthold Klobe: Gründungssanierung mit eingepreßten Pfählen. Beispiel: Das Postamt in Konstanz. Bautechnik 68, Heft 8, Verlag Ernst and Sohn, Berlin 1991.
- [22] H.Dörr: Unterfangung des Postgebäudes in Konstanz. Beton und Eisen 38, Heft 16. 1939
- [23] G.Gudehus: Geotechnische Probleme bei der Gründung des Postamtes Konstanz. Geotechnik 1987,H.3,S105-122
- [24] B.Hendricks: Sinkende Häuser,Schiefe Türme;in Reihnischen Merkur Nr.2/14.Jänner 1994; auf [www.mobatec.com](http://www.mobatec.com)
- [25] M.Killer: Fundamentunterfangungen mittels Kleinbohrpfähle. Diplomarbeit an der TU Wien. 2007
- [26] Ramberger,Schnaubelt: Stahlbau 5.Auflage; Manz Wien 1998, S. 218
- [27] Wimmer H., Ettinger R.: Traglastberechnung von schlanken Verpresspfählen in weichen bindigen Böden. Bautechnik 81, Heft 5, Ernst und Sohn Verlag, Wien 2004, S. 353-356.
- Internetquellen:**
- [28] Homepage der Firma Erkapfahl. [www.erkapfahl.de](http://www.erkapfahl.de) ; Stand Jänner 2009
- [29] Homepage der Firma Jakon. [www.jakon.de](http://www.jakon.de) ; Stand November 2008.
- [30] Homepage der Firma Walinco.[www.walinco.nl](http://www.walinco.nl). Stand Jänner 2009.
- [31] Homepage der Firma Frankipfahl. [www.franki.de](http://www.franki.de) ; Stand November 2008.
- [32] Homepage der Firma Pfahlkönig. [www.pfahlkönig.de](http://www.pfahlkönig.de) ; Stand November 2008.

## 6 Anhang

Wichtige Adressen:

Jakon System-Elemente GmbH  
Hospitalstraße 9-11  
D-41844 Wegberg  
Tel.: 02434/ 984098  
[www.jakon.de](http://www.jakon.de)

Erkapfahl GmbH  
Hermann-Hollerith-Str. 7 52499 Baesweiler Tel.: 02401 / 91 80-0 [www.erkapfahl.de](http://www.erkapfahl.de)

Franki Grundbau GmbH and co.KG  
Hittfelder Kirchweg 24-28  
21220 Seevetal  
Tel. (04105)869-0  
[www.franki.de](http://www.franki.de)

Hinrich König KG GmbH and Co.  
Stader Elbstraße 4  
21683 Stade  
Tel.: 04141/4919-0  
[www.pfahlkoenig.de](http://www.pfahlkoenig.de)