

Bemessung der Kombinierten Pfahl-Platten- Gründungen (KPP) nach neuer DIN 1054:2004-08 bzw. DIN 1045-1:2001-07

**gezeigt am Beispiel
Hochhauskomplex „Föderation“ in Moskau-City**

Pekoll, Oskar-H., Dr. Richter, Thomas

Zusammenfassung

Es wird im Allgemeinen die Nachweisführung für eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung am Beispiel eines 340 m hohen Hochhauses in Moskau unter Verwendung des neuen Sicherheitskonzeptes in den DIN-Normen 1045 und 1054 erläutert.

Hierzu werden die Grundlagen der Nachweisführung hinsichtlich der Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise in beiden Normen zusammenfassend wiedergegeben.

Durch Anwendung der Pfahl-Plattengründung wird für das Hochhaus das zu erwartende Setzungsmaß um ca. 60 % reduziert. Im Speziellen werden die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und äußeren Tragfähigkeit des Gesamtsystems mit der inneren Tragfähigkeit der Pfähle in Übereinstimmung mit den erwähnten Normen sowie der im Jahre 2000 erschienenen KPP-Richtlinie geführt.

Im Ergebnis wird das Gesamtsetzungsmaß mit dazugehöriger Pfahlanordnung sowie der Bewehrungsgrad der Pfahlgründung angegeben.

Im Resümee ist festzuhalten, dass durch Verwendung der neuen Sicherheitsdefinition ein wirtschaftlich und sicherheitstechnisch konsistentes Nachweismodell existiert und insbesondere durch die neuen Teilsicherheiten in der DIN 1045 der Bewehrungsanteil der Pfähle um ca. 50 % im Vergleich zur alten Norm reduziert wird.



Bild 1: Hochhauskomplex Föderation im geplanten Stadtteil „Miraks-City“

1 Allgemeines zur Kombinierten Pfahl-Platten-gründung (KPP)

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung ist eine seit vielen Jahren in der Praxis bewerte Gründungsart, bei der das kombinierte Tragverhalten einer durch Pfähle verstärkten Gründungsplatte genutzt wird. Hierbei ist die Wechselwirkung zwischen Platte, Baugrund und Pfahl, wie im Bild 2 skizziert, der maßgebliche mechanische Mechanismus, der durch die verwendeten Rechenmodelle möglichst realitätsnah abgebildet werden sollte.

In der Vergangenheit wurden die ersten Hochhäuser in Frankfurt aus den praktischen Bedürfnissen nach Setzungsreduktion mehr nach der Methode „trial and error“ als unter Verwendung schlüssiger mechanischer Modelle realisiert. Erst in den letzten Jahren hat die Rechentechnik in Verwendung von Messergebnissen aus realen Projekten es ermöglicht, dieses komplexe Tragverhalten vergleichsweise realistisch abzubilden. Die Tragwirkung der KPP lässt sich durch einen Pfahl-Platten-Koeffizienten α_{KPP} beschreiben, welcher definiert, welcher Anteil der Einwirkung $F_{tot,k}$ über die Pfähle abgetragen wird. Der Pfahl-Plattenkoeffizient kann zwischen dem unteren Grenzwert $\alpha_{KPP} = 0$ für eine Flachgründung und dem oberen Grenzwert $\alpha_{KPP} = 1$ für eine Pfahlgründung liegen. Der Pfahl-Platten-Koeffizient ist dabei wegen der hochgradigen Nichtlinearität, insbesondere des Pfahltragverhaltens (Arbeitslinie), aber auch aus der Plattentragwirkung eine vom Beanspruchungsniveau und daraus resultierend von der Setzung der KPP abhängige Größe. Dieses führt in vielen Fällen dazu, dass beanspruchungsabhängig die Verteilung der Einwirkung auf Pfahl und Platte ganz erheblich veränderlich ist.

Hinsichtlich der Einordnung dieser technisch und wirtschaftlich sehr effektiven Gründungsmethode in das bestehende Normenwerk sind erstmals in der neuen DIN 1054:2004-08 im Abschnitt 8.5.5 allgemeine Regelungen aufgenommen. Verwiesen wird hinsichtlich der Bemessung auf die Richtlinie (KPP-Richtlinie: 2000) und den Umstand, dass für den bauaufsichtlichen Verwendungsnachweis in der Regel eine bauliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall erforderlich ist.

2 Grundlagen der Berechnung

2.1 Allgemeine Nachweisführung - Grenzzustände

Ein Bauwerk hat während der Herstellung und der vorgesehenen Nutzungsdauer die Anforderungen einerseits an die Tragfähigkeit und andererseits an die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zu erfüllen.

Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ1) (ULS – Ultimate Limit States)

sind Zustände deren Überschreiten rechnerisch zum Tragwerksversagen führen.

- Verlust des Gleichgewichtes des gesamten Bauwerkes oder einzelner Bauwerksteile (Umstürzen, Gleiten, Aufschwimmen)
- Entstehung eines Mechanismus des Gesamttragwerkes oder von Tragwerksteilen (kinematische Kette)
- Entstehung eines instabilen Zustandes des Gesamttragwerkes oder von Tragwerksteilen (Stabilitätsverlust)
- Bruch oder dem Bruch gleichgestellte Verformungen an Tragwerksteilen
- Durch Tragwerksverformung beeinflusste Beanspruchungen

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) (SLS – Serviceability Limit States)

sind entsprechende Bedingungen, bei deren Überschreitung die festgelegten Nutzungsanforderungen nicht mehr erfüllt sind.

- Unzulässig große Verformungen, Verschiebungen
- Rissbildungen
- Unzulässige Spannungen
- Unzulässige Schwingungen

- Verlust der Beständigkeit, Dichtigkeit
- Abheben von einzelnen Lagern ohne Gefahr des Umstürzens

Im Globalsicherheitskonzept der bisherigen deutschen Normen muss im Nachweis der Standsicherheit (Tragfähigkeit) der Quotient aus Widerstand R und Beanspruchung E größer als ein globaler Sicherheitsfaktor η sein.

Es konnte auch gleichzeitig der Widerstand mit einem globalen Sicherheitsfaktor abgemindert werden.

Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept

Der Eurocode und die neue DIN-Normenreihe basiert auf dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept.

Die Größen der Einwirkungen und Widerstände sind keine feststehenden Werte, sondern Zufallsgrößen.

Das Erreichen eines Grenzzustandes ist daher resultierend ebenfalls ein Zufallsereignis, über welches mit wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen (Probabilistik) eine quantitative Aussage gemacht werden kann.

Die Nachweisführung der neuen Normen im probabilistischen Sicherheitskonzept berücksichtigt, dass die charakteristischen Werte der Einwirkungen F_{ki} und die charakteristischen Werte der Widerstände R_{ki} aufgrund von statistischen Untersuchungen streuende Größen sind. Es werden deshalb für Beanspruchungen und Widerstände jeweils dem Charakter der jeweiligen Größe angepasste Sicherheiten definiert.

Für den Nachweis der Sicherheit gegen den Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Nachweis zu erbringen, dass der Bemessungswert der Beanspruchung $E_{d(\text{design})}$ nicht größer als der Bemessungswert des Widerstandes $R_{d(\text{design})}$ ist.

$$E_d = E_d (\sum \gamma_{fi} \cdot \psi_i \cdot F_{ki}) \leq R_d = R_k / \gamma_m \quad (1)$$

F_k	charakteristische Wert der Einwirkung
γ_f	zufällige Abweichung vom charakteristischen Wert und Ungenauigkeiten im Rechenmodell der Einwirkungen
ψ	Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens mehrerer voneinander unabhängiger Einwirkungen ihrer charakteristischen Werte innerhalb eines Bezugaumes

R_k charakteristische Wert des Widerstandes
 $\gamma_{m(material)}$ zufällige Abweichungen vom charakteristischen Wert und Ungenauigkeiten im Rechenmodell für die Widerstände

Hinsichtlich der Eintrittswahrscheinlichkeit der Einwirkungen werden in DIN 1054 Sicherheitsklassen und Einwirkungskombinationen und hieraus entsprechend DIN 1055-100 Lastfälle definiert. Nachfolgende Tabellen geben die entsprechenden Regelungen der DIN 1055-100 wieder.

Tabelle 1: Unabhängige Einwirkungen für Hochbauten (DIN 1055-100, Tabelle A1.1)

Ständige Einwirkungen	Veränderliche Einwirkungen $Q_{k,j}$	Außergewöhnliche Einwirkungen	Einwirkungen infolge Erdbeben
<ul style="list-style-type: none"> Eigenlasten G_k Vorspannung P_k Erddruck $G_{k,E}$ Ständiger Flüssigkeitsdruck $G_{k,H}$ 	<ul style="list-style-type: none"> Verkehrs- und Nutzlasten $Q_{k,N}$ Schnee- und Eislasten $Q_{k,S}$ Windlasten $Q_{k,W}$ Temperatureinwirkungen $Q_{k,T}$ Wasserdruck $Q_{k,H}$ Baugrundsetzung $Q_{k,\Delta}$ 	<ul style="list-style-type: none"> Anpralllasten $A_{d,1}$ Explosionslasten $A_{d,2}$ Bergsenkungen $A_{d,3}$ 	<ul style="list-style-type: none"> Erdbebeneinwirkungen A_{Ed}

Tabelle 2: Kombinationsbeiwerte ψ_i für Einwirkungen auf Hochbauten (DIN 1055-100, Tabelle A1.2)

Veränderliche Einwirkungen	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten $Q_{k,N}$			
Kategorie A: Wohn- und Aufenthaltsräume	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Büros	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Verkehrslasten $Q_{k,V}$			
Kategorie F: Fahrzeuggewicht ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: 30 kN $<$ Fahrzeuggewicht ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: Dächer	0	0	0
Schnee- und Eislasten $Q_{k,S}$ für Orte bis zu NN +1000 m für Orte über NN +1000 m	0,5 0,7	0,2 0,5	0 0,2
Windlasten für Hochbauten $Q_{k,W}$	0,6	0,5	0
Baugrundsetzung $Q_{k,\Delta}$	1,0	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

Es ist für Einwirkungskombinationen, wie folgt zu superponieren.

Einwirkungskombinationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit (siehe DIN 1055-100, Pkt. 9.4)

Bemessungssituation für	Einwirkungskombination
Ständige und vorübergehende Beanspruchung E_d	$\sum \gamma_{G,i} G_{k,i} \oplus \gamma_P P_k \oplus \gamma_Q Q_{k,j} \oplus \sum \gamma_Q \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Außergewöhnliche Beanspruchung E_{dA}	$\sum \gamma_{GA,i} G_{k,i} \oplus \gamma_{PA} P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,j} Q_{k,j} \oplus \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
Bemessungssituation infolge Erdbeben E_{dAE}	$\sum G_{k,i} \oplus P_k \oplus \gamma_1 A_{Ed} \oplus \sum \psi_{2,1} Q_{k,i}$

\oplus bedeutet: in Kombination mit
j: maßgebende veränderliche Einwirkung;
 γ_1 : Wichtungsfaktor für Erdbebeneinwirkungen nach DIN 4149-1

2.2 Bemessung nach DIN 1045-1:2001-07

Im Stahlbetonbau erfolgt die Bemessung für die Tragfähigkeit als reine Querschnittsbemessung, was jedoch bei statisch unbestimmten Tragwerken noch nicht zu einem Tragwerksversagen führt, da Systemreserven (z. B. Ausbildung von Fließgelenken) aktiviert werden können, welche derzeit nur zum Teil genutzt werden.

In DIN 1045-1 sind vier Verfahren zur Schnittgrößenermittlung aufgeführt:

- Linear-elastisches Verfahren (Elastizitätstheorie)
- Linear-elastisches Verfahren mit Momentenumlagerung
- Verfahren nach der Plastizitätstheorie
- Nichtlineares Verfahren

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) können die Schnittgrößen mit allen vier Verfahren bestimmt werden.

Zur Ermittlung der Schnittgrößen für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sind nur das linear-elastische Verfahren (Elastizitätstheorie) und nichtlineare Verfahren erlaubt.

Der rechnerische Nachweis der Bemessung nach DIN 1045-1 erfolgt ebenfalls über die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit.

Grundsätzlich sind im Stahlbeton zwei unterschiedliche Bemessungssituationen zu betrachten

- gewöhnliche Bemessungssituation
planmäßige Einwirkungen wie Eigenlasten, Verkehrslasten, Nutzlasten etc.
üblicherweise die Grundkombinationen
- außergewöhnliche Bemessungssituation
Katastrophenfälle wie Fahrzeuganprall, Explosionen, Erdbeben etc.

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite wie auch auf der Widerstandsseite.

- Nachweisformat: E_d Bemessungswert der Beanspruchung (Schnittgröße, Spannung oder Verformung), errechnet sich aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen bzw. Einwirkungskombinationen und den dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten (s. Tabelle 3)
- R_d Bemessungswert des Tragwiderstands, errechnet sich aus den charakteristischen Werten der Materialfestigkeiten (Nennwerten) und den dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten

$$E_d \leq R_d \tag{2}$$

Tabelle 3: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen auf Tragwerke (DIN 1045-1 und 1055-100)

Ständige Einwirkungen				Veränderliche		Außergewöhnliche	
Eigenlasten $G_{k,i}$ ^{1),3),4)}		Vorspannung P_k		Einwirkungen $G_{k,i}$ ^{1),2)}		Einwirkungen $A_{k,i}$	
ungünstig	günstig	ungünstig	günstig	ungünstig	günstig	ungünstig	günstig
$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_P = 1,0$	$\gamma_P = 1,0$	$\gamma_Q = 1,5$	-	$\gamma_A = 1,0$	-
¹⁾ Ermüdung : $\gamma_{F,fat} = 1,0$ für ständige und veränderliche Einwirkungen ²⁾ Zwang: $\gamma_Q = 1,0$ für linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit Steifigkeiten des ungerissenen Querschnitts mit dem mittleren Elastizitätsmodul E_{cm} ³⁾ Fertigteile: $\gamma_G = \gamma_Q = 1,15$ für Bauzustände im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung ⁴⁾ bei außergewöhnlichen Einwirkungen Berücksichtigung der Eigenlasten mit $\gamma_{GA} = 1,0$							

Abminderungsbeiwerte für Einwirkungen aus Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten können gemäß DIN 1055-3:2002-10 bzw. DIN 1055-100:2001-03 mit α_n (Anzahl der Geschosse) = $0,7 + 0,6/n$ in Ansatz gebracht werden, wobei die Nutzlast aller Geschosse bei der Ermittlung der Einwirkungskombination insgesamt als eine unabhängige veränderliche Einwirkung aufzufassen ist. Wenn der charakteristische Wert der Nutzlasten in

Kombination mit anderen Einwirkungen durch einen Kombinationsbeiwert ψ gemäß Tabelle 2 abgemindert wird, darf die Abminderung mit dem Faktor α_n nicht angesetzt werden.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit DIN 1045-1:2001-07

Die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit umfassen:

Spannungsbegrenzung, Begrenzung der Rissbreiten und Begrenzung der Verformung

Die einzuhaltenden Grenzwerte sind in Abhängigkeit von der Bauart, der Einwirkungskombination und den Expositionsklassen festgelegt.

Nachweisformat E_d Bemessungswert der Beanspruchung auf Grundlage der Kombinationsregeln in Tafel 5.1 (siehe auch DIN 1055-100)

C_d Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums (z. B. zulässige Spannung, Verformung, Rissbreiten)

$$E_d \leq C_d \quad (3)$$

2.3 Bemessung nach DIN 1054: 2004-8

Die DIN 1054: 2003-01 verwendet ebenfalls das semiprobabilistische Sicherheitskonzept. Es ist zu beachten, dass bei der Umwandlung von charakteristischen Werten in Bemessungswerte eine Einwirkung bzw. Beanspruchung immer als einheitliches Ganzes zu behandeln ist. Wird eine Einwirkung bzw. Beanspruchung in Komponenten zerlegt, so sind diese jeweils mit den gleichen Teilsicherheitsbeiwerten zu belegen.

Grenzzustände DIN 1054:2004-08

GZ 1 Grenzzustände der Tragfähigkeit DIN 1054:2004-08

(ULS – Ultimate Limit States)

- (GZ 1 A) Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit
 - Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen
 - Nachweis der Sicherheit gegen Umkippen
 - Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch
- (GZ 1 B) Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen
 - Nachweis der Sicherheit gegenüber Bruch im Bauwerk durch Baugrundbelastung

- Nachweis der Sicherheit gegenüber Bruch des Baugrundes (Grundbruch, Gleiten, Versagen des Erdwiderlagers)
- (GZ 1 C) Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit
 - Nachweis der Sicherheit gegenüber Böschungsbruch
 - Nachweis der Sicherheit gegenüber Geländebruch

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen / DIN 1054:2004-08

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
<u>GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit</u>				
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,00	1,00	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
<u>GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen</u>				
Ständige Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,00
Ständige Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{E0g}	1,20	1,10	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
<u>GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit</u>				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
<u>GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</u>				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für ständige Einwirkungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichen Wasserdruck				

Es werden für Gründungen die Lastfälle LF 1 – LF 3 wie folgt definiert:

- *Der Lastfall LF 1 ist, abgesehen von Bauzuständen, maßgebend für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen des aufliegenden Tragwerkes;*
- *Der Lastfall LF 2 ist maßgebend für vorübergehende Beanspruchungen der Gründung in Bauzuständen des aufliegenden Tragwerkes;*
- *Der Lastfall LF 3 ist maßgebend für außergewöhnliche Bemessungssituationen des aufliegenden Tragwerkes, soweit sich diese ungünstig auf die Gründung auswirken.*

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit GZ 2 (DIN 1054:2004-08)

(SLS – Serviceability Limit States)

3.2 Tragfähigkeitsnachweis [GZ1]

<p>Äußere Tragfähigkeit</p> $\eta \cdot \sum_{i=1}^n F_{k,i} \leq R_{1,tot,k}$	<p>Innere Tragfähigkeit</p> <p>Schnittgrößenermittlung und Tragfähigkeitsnachweis im Regelfall mit charakte- ristischen Werten (alternativ: mit Bemessungswerten) für Einwirkungen und Wider- standsgrößen entsprechend den geltenden Baubestim- mungen.</p>
<p>Nachweis für die KPP als Gesamtsystem mit:</p> <p style="text-align: center;">$\eta_{LF1} = 2,00$</p> <p style="text-align: center;">$\eta_{LF2} = 1,75$</p> <p style="text-align: center;">$\eta_{LF3} = 1,50$</p>	
<p><i>Anmerkung:</i> Kein Nachweis für den Einzelpfahl erforderlich.</p>	

aus KPP-Richtlinie 2000

Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit (Grenzzustand 1) der KPP sind in der Richtlinie (KPP-Richtlinie: 2000) Bemessungsvorschriften im Abschnitt 7 angegeben. Zu erhalten sind hieraus die folgenden Empfehlungen:

- a) Bei Verwendung eines die Wechselwirkung erfassenden Rechenmodells erfolgt die Berechnung der Widerstandssetzungslinie des Gesamtgründungskörpers unter Ansatz globaler Sicherheiten auf die Einwirkungen. Die Beurteilung der Standsicherheit erfolgt anhand des bei dieser Beanspruchung auftretenden Gesamtsetzungsmaßes.
- b) In einfachen Fällen, d. h. bei z. B. geometrisch gleichmäßiger KPP im homogenen Baugrund und zentrischer Einwirkung erfolgt der Nachweis der Gesamtstandsicherheit über den Grundbruchnachweis für die Fundamentplatte unter Vernachlässigung der vertikalen Tragfähigkeit der Pfähle und unter möglichem Ansatz der Dübelwirkung der Pfähle in der Grundbruchfuge.

Da die in vielen Fällen in den wirklichkeitsnahen Rechenmodellen verwandten Stoffgesetze für den Baugrund von sehr komplexer Natur sind, sollte die üblicherweise im Grundbau mögliche Nachweisführung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Anwendung der Felenius-Regel, d. h. Beaufschlagung des Systems mit γ -fachen Einwirkungen und Reduzierung der Scherfestigkeitsparameter bis zum Versagenszustand nicht angewendet werden.

Als wichtiges Bemessungskriterium ist festzuhalten, dass der Nachweis der Tragfähigkeit des Einzelpfahles, wie oben angegeben, für die Verbundkonstruktion der KPP nicht geführt werden muss.

Für die innere Tragfähigkeit ist die ausreichende Sicherheit des Bauteilversagens anhand den werkstoffspezifischen Bauteilwiderständen für alle maßgeblichen Beanspruchungszustände nachzuweisen. Im Speziellen sind hier die Pfähle auf Druck, gegebenenfalls mit Biegung und Schub, sowie auf resultierenden Zug aus der Bauphase oder durch negative Mantelreibung zu bemessen. Die Fundamentplatte ist für Biegung, Schub, Durchstanzen aus den Gründungspfählen und aufgehenden Stützen nachzuweisen.

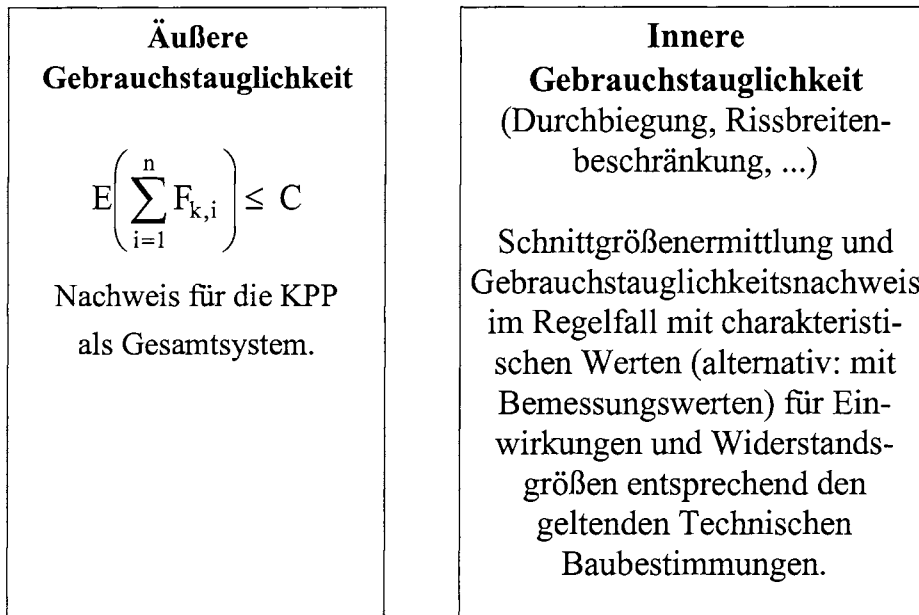
Für die dazu notwendige Schnittlastermittlung ist wie folgt vorzugehen:

Da, wie oben angeführt, die Aufteilung der Einwirkungen in Pfahl- und Plattenbeanspruchungen abhängig vom Einwirkungsniveau selbst ist, wird in der Richtlinie unter Punkt 7.2 angegeben, dass die Schnittgrößenermittlung bzw. Lastverteilung auf Platte und Pfähle für die beiden Grenzfälle der Zustände im Gebrauchs- und Versagensfall zu führen ist. Da insbesondere bei Verwendung komplexer Stoffmodelle Bemessungswerte für die in diesen verwendeten Stoffkonstanten nicht immer zweifelsfrei zu ermitteln sind, wird für den Grenzzustand des Versagens in Anlehnung an die bisherige globale Sicherheitsbetrachtung ein zweiter Gebrauchslastfall mit γ -fachen Lasten bei unveränderten Stoffkonstanten untersucht. Die Lasterhöhung beträgt hier dann für den Lastfall 1 $\gamma = 2,0$.

Im ersten Fall sind dann die erhaltenen charakteristischen Beanspruchungen in Bemessungswerte der Beanspruchungen umzurechnen und den Bemessungswerten der Widerstände (siehe Formel 1) gegenüberzustellen, im zweiten Fall sind zuerst die charakteristische Beanspruchung durch Division der Schnittlasten mit dem verwendeten globalen Sicherheitsbeiwert zu ermitteln.

3.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit [GZ2]

Der rechnerische Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit wird analog zu dem des Tragfähigkeitsnachweises geführt, jedoch werden hier die Teilsicherheitsbeiwerte für den Gebrauchszustand zu "1" gesetzt.



aus KPP-Richtlinie - 2000

Die Gebrauchstauglichkeit des Systems ist dann mit ausreichender Sicherheit erfüllt, wenn die rechnerische Nachweisführung für die Einhaltung der Kenngröße C, welche sich aus den Anforderungen der für die Baumaßnahme konzipierten KPP ergibt, erbracht werden kann.

Die Kenngröße C stellt dabei in den meisten Fällen die tolerable Setzung der KPP dar. Diese definiert sich üblicherweise aus den allgemeinen Anforderungen an die Anbindung z. B. der Versorgungsleitungen in die Gebäude, der zulässigen Mitnahme in der Nachbarschaft stehender Bauwerke bzw. Gebäude sowie insbesondere der Verkrümmung und der Schiefstellung des Bauwerks selbst. Bezogen auf letzteren Umstand gibt das Grundbautaschenbuch, Teil 3 – Gründungen, Abschnitt 3.1, Hinweise, dass z. B. für hohe starre Bauwerke Schiefstellungen von 1:250 als Grenze erkannt werden. Die Erfahrung zeigt, dass insbesondere im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit z. B. von Aufzügen, aber auch hinsichtlich der Optik die Schiefstellungen schon auf < 1:1000 begrenzt werden sollten. In diesem Zusammenhang ist wichtig darauf hinzuweisen, dass Erfahrungen gezeigt haben, dass selbst bei dem Vorliegen homogener Baugrundverhältnisse, symmetrischer Gründungskörper und symmetrischer Belastungen Setzungsdifferenzen von 30 % bis 50 % der Gesamtsetzung auftreten können, so dass sich aus den vorgenannten Kriterien maximaler Schiefstellungen auch Grenzwerte der Gesamtsetzung errechnen lassen.

Die DIN 1054 gibt für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit Sicherheitsbeiwerte von 1,0 für die Einwirkungen, sowohl für ständige als auch für veränderliche Lasten, an. Für die Gebrauchstauglichkeit ist in der Regel ein Nachweis unter setzungserzeugenden Lasten maßgeblich, so dass hier empfohlen wird, die ständigen Gebäudelasten, soweit keine nennenswerten Zeitsetzungseffekte zu berücksichtigen sind, um die Lasten der

Fundamentplatte zu mindern und bezüglich der veränderlichen Lasten, soweit keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, lediglich einen Lastanteil von 30 % zu berücksichtigen.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Bauelemente sind eine ausreichende Sicherheit der Pfähle für eine Rissbreitenbeschränkung sowie für die Fundamentplatte neben der Rissbreitenbeschränkung auch die zulässigen verträglichen Setzungsunterschiede für die aufgehende Bebauung nachzuweisen.

4 Projektbeschreibung

4.1 Gebäude/Gründung

Bild 1 zeigt eine Fotomontage des geplanten Hochhauskomplexes und im Bild 3 ist die Grundrissituation eines Hochhauses dargestellt. Der Gebäudekomplex besteht insgesamt aus zwei Türmen, die auf Platten gegründet sind, welche durch Pressfugen miteinander gekoppelt sind. Die Gebäudehöhe des Turmes beträgt ca. 340 m. Die Grundrissabmessungen entsprechen für jedes Hochhaus einem in etwa gleichseitigen Dreieck mit ca. 60 m Basislänge.

Der Gesamtbereich der Bodenplatte je Hochhaus beträgt ca. 2300 m², der Bereich des Kernes ca. 1000 m². Es war vorgesehen, 5 Untergeschosse mit einer Gründungstiefe bei ca. -18 m zu errichten.

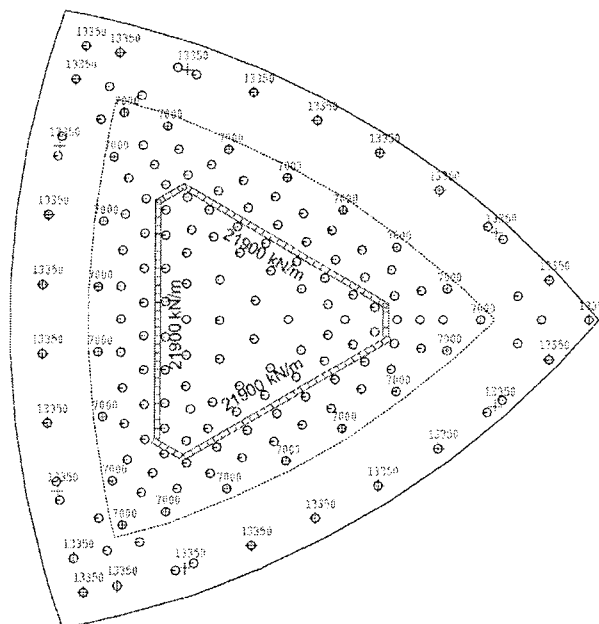


Bild 3: Grundriss des Hochhauses mit Pfählen

Als Architekt des Gebäude zeichnete das Büro *nps tchoban voss GbR Architekten BDA A.M. Prasch P.Sigl S.Tchoban E.Voss* und als Tragwerksplaner für den Hochbau die Arge *Leonhardt, Andrä und Partner und Schüßler-Plan* in der hier betrachteten Planungsphase verantwortlich.

Der Lastabtrag wurde über einen dreieckförmigen Kern sowie über Einzelstützen auf dem Gebäudeumfang realisiert.

Die Gesamtlast des Gebäudes beträgt ca. 2400 MN, wobei 2100 MN als Eigengewichtslasten ständig wirken. Mithin betrug die mittlere Bodenpressung unter der Gesamtfläche mehr als 1000 kN/m². Die Lastverteilung auf Kerne und auf tragende Stützen wurden vom Tragwerksplaner Hochbau vorgegeben. Über den Kern werden davon 1850 MN entsprechend einer Flächenpressung von 1850 kN/m² abgegeben.

Als Gründungsvarianten wurden allgemein eine reine Flachgründung auf einer i. M. 5 m dicken Bodenplatte, eine reine Pfahlgründung sowie einer Pfahlplattengründung (KPP) untersucht.

4.2 Baugrundverhältnisse/Bodenkennwerte

Die nachfolgend dargestellte schematische Schichtung zeigt die Art der anstehenden Baugrundverhältnisse. Insbesondere sind hier die stark verformungswilligen Kalk- und Tonsteinschichten 11, 12 und 14 zu nennen. Diese sind vornehmlich für das hohe Gesamtmaß der Setzung der Flachgründung in einer rechnerischen Größenordnung unter setzungsrelevanten Lasten von bis ca. 17 cm verantwortlich.

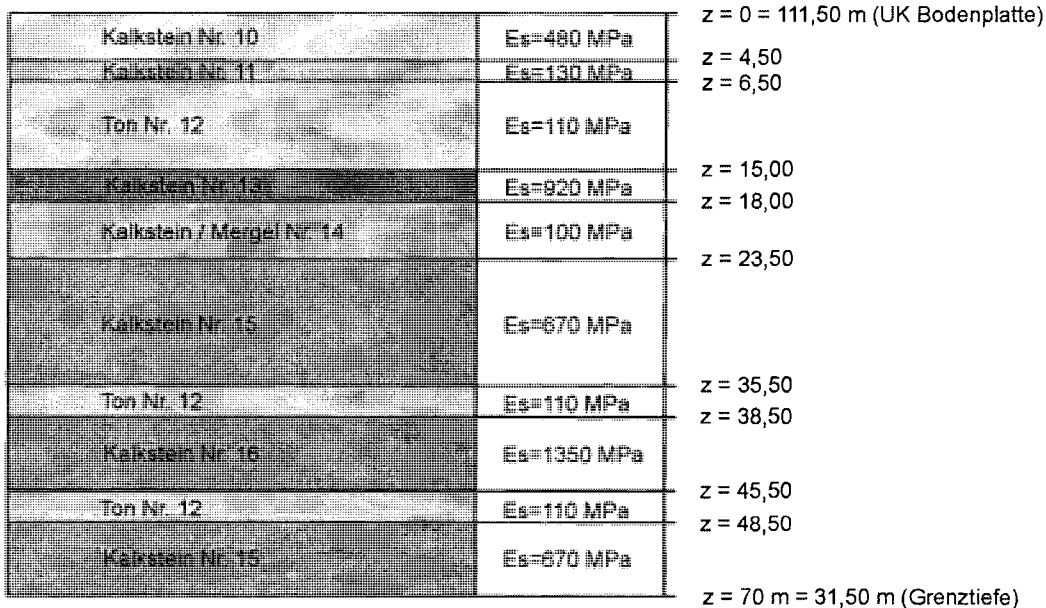


Bild 4: Bodenprofil

Hieraus folgend wurde planerisch vorgesehen zur Setzungsbegrenzung alternativ eine Pfahl- oder eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung zu untersuchen.

5 Berechnungsergebnisse

5.1 Nachweis der Tragfähigkeit

Der Nachweis der Tragfähigkeit wird gemäß Abschnitt 3.2 vereinfacht über den Grundbruchnachweis der Bodenplatte ohne Berücksichtigung der Pfähle geführt. Dieser ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned} \text{charakteristische Einwirkungen } F_{G,k} &= 2100 \text{ MN} \\ F_{Q,k} &= 300 \text{ MN} \end{aligned}$$

hierzu ergibt sich der Bemessungswert der Beanspruchung zu

$$E_d = \gamma_G \cdot F_{G,k} + \gamma_Q \cdot F_{Q,k} = 1,0 \cdot 2100 + 1,3 \cdot 300 = 2490 \text{ MN} \quad (4)$$

Zur Bestimmung des Grundbruchwiderstandes wird die 2300 m² große Fundamentfläche (A) vereinfachend in ein flächengleiches Quadrat umgerechnet. Dies ergibt eine Ersatzbreite b' von

$$b' = \sqrt{A} = \sqrt{2300} \sim 48 \text{ m} \quad (5)$$

Zur Ermittlung des Grundbruchwiderstandes werden ungünstig die Bodenkennwerte der Schicht 12 angesetzt. Diese sind

$$\begin{aligned} \text{charakteristischer Wert des Reibungswinkels} & \quad \varphi_k = 35^\circ \\ \text{charakteristischer Wert der Kohäsion} & \quad c_k = 0 \\ \text{charakteristischer Wert der Wichte unter Auftrieb} & \quad \gamma'_k = 10 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Dieses ergibt den charakteristischen Wert des Grundbruchwiderstandes gemäß DIN 4017 wie folgt

$$R_{n,k} = A [\gamma'_k \cdot d \cdot N_{d,k} \cdot v_d + \gamma'_k \cdot b' \cdot N_{b,k} \cdot v_b] \quad (6)$$

$$d = \text{angesetzte Einbindetiefe} = \text{Plattendicke} = 2,0 \text{ m}$$

$$b' = 48 \text{ m}$$

$$N_{d,k} (\gamma_k = 35^\circ) = 33; N_{b,k} (\gamma_k = 35^\circ) = 23$$

$$v_d = 1 + \sin\varphi_k = 1,57; v_b = 0,7$$

$$R_{n,k} = 2300 \cdot [10 \cdot 2,0 \cdot 33 \cdot 1,57 + 10 \cdot 48 \cdot 23 \cdot 0,7] / 1000 = 20158 \text{ MN} \quad (6.1)$$

Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands ergibt sich dann zu

$$R_d = R_{n,k} / \gamma_{Gr} = 20158 / 1,4 = 14398 \text{ kN} \quad (7)$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit lautet

$$E_d = 2490 < R_{N,d} = 14398 \text{ MN} \quad (8)$$

Es zeigt sich, dass die Grundbruchsicherheit auch unter diesen sehr vereinfachten Annahmen ganz erheblich größer als die in der DIN gefordert ist, so dass auf eine Verfeinerung dieses Nachweises z. B. durch den Nachweis der Gründung unter Berücksichtigung γ -fachen Lasten, wie unter Abschnitt 3.2 beschrieben, verzichtet werden kann.

Der Nachweis der Tragfähigkeit des Einzelpfahles ist im Falle der KPP **nicht** zu führen.

Die innere Tragfähigkeit wird für die über Abschnitt 5.2 ermittelte maximale Pfahlkraft von 20 MN nachgewiesen.

Bemessung Bohrpfahl nach DIN 1045-1: 2001-07

Geometrie: $d = 1,50 \text{ m}$

Material: C 30/37; BSt 500

Belastung: $F_V = G_k + Q_k = 17,32 \text{ [MN]} + 2,68 \text{ [MN]} = 20,00 \text{ MN} \quad (9)$

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (10)$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 17,32 \text{ [MN]} + 1,50 \cdot 2,68 \text{ [MN]} = 27,40 \text{ MN} \quad (10.1)$$

Bemessung: $N_{Rd} = F_{cd} + F_{sd} \quad (11)$

$$F_{cd} = A_{C(\text{Pfahl})} \cdot \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

$$F_{cd} = \frac{\pi \cdot 1,50^2 \text{ [m}^2\text{]} \cdot 0,85 \cdot 30 \text{ [MN/m}^2\text{]}}{4 \cdot 1,50} \quad (12.1)$$

$$F_{cd} = 30,04 \text{ MN} > N_{Ed} \text{ Mindestbewehrung erforderlich} \quad (12.2)$$

Da der Bemessungswert der Druckkraft im Beton alleine in der Lage ist den Bemessungswert der Längskraft aufzunehmen, ist hier eine Mindestbewehrung erforderlich.

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (13)$$

$$= 0,15 \cdot \frac{27,4 \text{ [MN]}}{435 \text{ [MN/m}^2\text{]}} \cdot 10^4 = \underline{\underline{94,48 \text{ cm}^2}} \quad (13.1)$$

Die Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1536 lässt sich für Bohrpfähle von $A_C > 1,0 \text{ m}^2$ wie folgt ermitteln:

$$A_s \geq 0,25 \% \cdot A_C \quad (14)$$

$$\geq 0,0025 \cdot \frac{1,50^2}{4} \cdot \pi \cdot 10^4 = 44,18 \text{ cm}^2 \quad (14.1)$$

Auf weitere Nachweise für Biegemomente und Querkräfte wird hier verzichtet.

Alternativ könnte hier die Betongüte der Pfähle um eine Festigkeitsklasse vermindert werden, was jedoch, wie in dem folgenden Normenvergleich gezeigt wird, eine deutliche Erhöhung der Bewehrung zur Folge hätte.

Durch die in der bisherigen Normung zugrundeliegenden globalen Sicherheiten für druckbeanspruchte Stahlbetonbauteile von $\gamma = 2,1$ sowie der Begrenzung der Rechenfestigkeit auf einem B 25 für Bohrpfähle würde sich eine Bewehrung von

$$\text{zul } N = N_b + N_s = \frac{1}{\gamma} (N_{bu} + N_{su}) \quad (15)$$

$$= \frac{1}{2,1} \cdot (A_b \cdot \beta_R + A_s \cdot \sigma_{su})$$

$$\text{erf } A_s = (\gamma \cdot \text{vorh } N - A_b \cdot \beta_R) \cdot \frac{1}{\sigma_{su}} \quad (16)$$

$$= \left(2,1 \cdot 20 [\text{MN}] - \frac{1,5^2 \cdot \pi}{4} [\text{m}^2] \cdot 17,5 [\text{MN}/\text{m}^2] \right) \cdot \frac{1}{420 [\text{MN}/\text{m}^2]} \cdot 10^4$$

$$= 263,7 \text{ cm}^2 \quad (16.1)$$

errechnen lassen.

Unter der Verwendung der neuen Norm mit gleichem Ansatz der Betongüte eines C 20/25, entspricht ca. einem B25, und der Verwendung der Teilsicherheiten lässt sich die Bewehrung rechnerisch auf

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = F_{cd} + F_{sd} \quad (17)$$

$$F_{cd} = \frac{1,5^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{0,85 \cdot 20}{1,5} = 20,03 \text{ MN} \quad (18)$$

$$F_{sd} = A_s \cdot f_{yd} = A_s \cdot 435 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (19)$$

$$27,40 \text{ [MN]} \leq 20,03 \text{ [MN]} + A_s \cdot 435 \text{ [MN/m}^2\text{]} \cdot 10^{-4} \quad (17.1)$$

$$A_s \geq (27,40 - 20,03) \cdot \frac{10^4}{435} = 169,4 \text{ cm}^2 \quad (20)$$

reduzieren.

Durch die unterschiedlichen Sicherheitskonzepte der jeweiligen Normen lassen sich am gezeigten Beispiel Bewehrungsdifferenzen von über 50 % ermitteln.

Durch die hier gewählte Betongüte C 30/37 wird einerseits ein höherer Zementgehalt erforderlich, jedoch wird andererseits in der Querschnittsbemessung Bewehrung eingespart, was in Summe eine wirtschaftlichere Anwendung darstellt.

Aufgrund der für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion gemäß neuer DIN 1045-1 zugrundezulegenden Expositionsklassen, welche die Umwelteinflüsse auf den Beton und die Bewehrung erfassen und bewerten, sind einhergehend auch Mindestanforderungen bzw. Grenzwerte für den Zementgehalt in der DIN 1045-2 definiert. Auf Basis der Mindestzementgehalte resultieren auch Mindestbetonfestigkeiten bzw. Mindestbetongüten, welche für die Konstruktion zu beachten sind.

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit hat auch Eingang in die aktuelle Grundbau-DIN-Normenreihe gefunden und es müssen die Festigkeitsklassen für Betone von Bohrpfehlen entsprechend der DIN EN 1536 zwischen einem C 20/25 und C 30/37 liegen. Falls es die Bemessung erfordert und die Baugrundverhältnisse sowie die Herstellung es ermöglichen, ist jetzt auch der rechnerische Ansatz von Beton mit höherer Festigkeit im Gegensatz zur bisherigen Norm erlaubt, welche bisher mit einer maximalen Rechenfestigkeit eines B 25 (entspricht ca. einem C 20/25) begrenzt war.

5.2 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird mit charakteristischen Lasten und charakteristischen Bodenkennwerten geführt.

Das Gebrauchstauglichkeitskriterium hierbei ist die Schiefstellung des Hochhauses. Bei einer Basislänge des dreieckigen Hochhausgrundrisses von ca. 60 m und der Vorgabe einer maximalen Schiefstellung von 1:1000 im Hinblick auf die Betriebssicherheit der Aufzüge ergibt sich eine maximal verträgliche Schiefstellung, d. h. Setzungsdifferenz, von 6 cm, so dass unter Berücksichtigung der im Abschnitt 3.3 erwähnten Abschätzung unvorhersehbarer

Schiefstellungen aus Gesamtsetzungen in einer Größe von maximal 50 % dieses Betrages, die Gesamtsetzungen auf 12 cm beschränkt werden.

Die Berechnung der KPP wurde mit der im Bild 3 dargestellten Geometrie und dem im Bild 4 dargestellten Schichtenverlauf durchgeführt. Im Kernbereich wurden dabei 131 von insgesamt 171 Pfähle mit einem Durchmesser 1,50 m angeordnet.

Die Berechnungen wurden alternativ mit dem Finiten-Elemente-Programm PLAXIS sowie nach der von Vrettos modifizierten Methode von Randolph (Vrettos, 2004) geführt.

Zur Erfassung der diversen Lastfälle aus Stabilität, Wind usw. wurden aus diesen Berechnungen charakteristische Ersatzfederkonstanten für die Pfähle und die Bodenplatte ermittelt. Mit diesen wurden dann die maximalen Auflagerkräfte, d. h. Pfahlkräfte sowie Plattenschnittgrößen, jeweils als charakteristische Werte mit dem Programmsystem SOFISTIK ermittelt.

Aufgrund der komplexen Grundrissgeometrie, insbesondere hinsichtlich der Pfähle, wurde die PLAXIS-Berechnung, in der das Hardening-Soil-Modell verwendet wurde, unter Ansatz eines äquivalenten Piers für den Bereich der Pfahl-Plattengründung durchgeführt. Hierdurch konnten plastische Effekte im Boden nachvollzogen werden. Um insbesondere den Einfluss der Pfahlstellung zu untersuchen, war die modifizierte Randolph-Lösung von Vrettos/2004 besser geeignet.

Als Ergebnis der Berechnungen ergab sich (s. Bild 5):

- charakteristische Setzung unter setzungserzeugenden Lasten ($G_k+Q_k/2$)

$$s_{k_{\max}} = 5 \text{ bis } 7 \text{ cm}$$

Der Nachweis ergibt sich damit zu

$$s_{k_{\max}} = 7 \text{ cm} > C = 12 \text{ cm} \quad (21)$$

Es lassen sich weiterhin für die Berechnung der Bodenplatte unter Berücksichtigung der diversen Lastfälle die folgenden charakteristischen Werte der Ersatzsteifigkeiten

$$\text{für die Pfähle} \quad c_{z,k} (\text{Pfahl}) = 250 \text{ bis } 350 \text{ MN/m}$$

$$\text{für die Bodenplatte i. M.} \quad k_{z,k} (\text{Platte}) = 5 \text{ MN/m}^3$$

ermitteln.

In Analogie zu der neuen DIN 1054:2004-08, Bild 3 (Abschnitt 8.6.1) definierten möglichen Streuung der zur Berechnung der Gebrauchstauglichkeit verwendeten

Arbeitslinien sollten und wurden in den nachfolgenden Berechnungen die Ersatzsteifigkeiten in ungünstigster Kombination um $\pm 30\%$ variiert. Damit sollen die möglichen Grenzwerte zwischen möglichen und wahrscheinlichen Verformungszuständen abgedeckt werden.

Die hiermit durchgeführten Berechnungen der Bodenplatte mit dem Programm SOFISTIK ergaben für die maximalen Einwirkungen aus Eigengewicht, Verkehr und Wind je nach Pfahlstellung Pfahllasten von

charakteristische Pfahlbeanspruchungen $E_{Pf,k} = 8$ bis 20 MN.

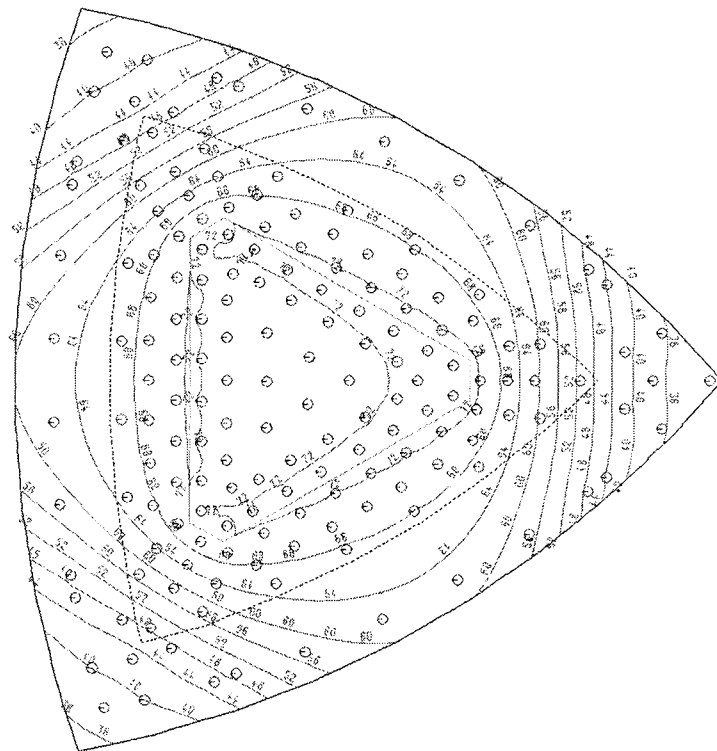


Bild 5: Verformungen der Bodenplatte des höheren Turms unter setzungsrelevanter Belastung in [mm]

6 Resümee

In vorgenannten Abschnitten wurde gezeigt, dass mit dem neuen Sicherheitskonzept ein fachgebietsübergreifendes Nachweiskonzept vorliegt, mit dem geotechnische Verbundkonstruktionen, wie die der Kombinierten Pfahl-Plattengründung effektiv, d. h. technisch sicher und wirtschaftlich bemessen werden können. Der innere Tragfähigkeitsnachweis der Pfähle zeigt bei Anwendung der neuen DIN 1045 eine deutlich wirtschaftlichere Auslegung der Bewehrung.

Es muss jedoch an dieser Stelle eingeräumt werden, dass die Qualität der Systemabbildung maßgeblichen Einfluss auf das Sicherheitsniveau des Verbundsystems hat. Diesbezüglich verfahrensabhängige Sicherheitsfaktoren wären wünschenswert. In Ermangelung derselben wurde im vorliegenden Fall eine pauschale Variation der ermittelten Ersatzsteifigkeiten um $\pm 30\%$ eingeführt.

Literatur

- Krone, M. Lätsch, S., Pekoll, O. und Richter, Th. [1996]. „Geotechnische Aspekte der Überbauung von U- und S-Bahn / Bebauung A + T Potsdamer Platz“, Geowissenschaften 14 S. 144 - 147
- Pekoll, O. und Richter, Th. [2000]. „Die interaktive Gründung des Hochbaus A + T Potsdamer Platz“, 2. Kolloquium - Bauen im Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Bauen im Boden und Fels
- Richter, Savidis, Katzenbach und Quick [1996]. „Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand“, Baugrundtagung Berlin
- Richter, Reul und Arslan [1998]. „Setzungen hoch belasteter Gründungen Berliner Böden - Vergleich von Tief- und Flachgründung in Berechnung und Messung“, Baugrundtagung Stuttgart
- Richter, Borchert und Bergholz [2002]. „Geotechnische Herausforderung bei der Gründung des Beisheim Centers am Potsdamer Platz“, Baugrundtagung Mainz
- Sandner, D. und Pekoll, O. [1996]. „Indirekt gegründetes Hochhaus. Software für Statik und Konstruktion“, Balkema/Rotterdam/Brookfield, S. 283 - 308
- Vrettos, Christos [2004]. „Näherungsverfahren zur Berechnung von Pfahl-Plattengründungen mit unregelmäßiger Geometrie, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. S. Savidis

Bezugsnormen

- DIN 1045-1 [Ausgabe Juli 2001]. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion

- DIN 1045-2 [Ausgabe Juli 2001]. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität/Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- DIN 1054 [Ausgabe August 2004]. Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- DIN 1055-100 [Ausgabe März 2001]. Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
- DIN 1055-3 [Ausgabe Oktober 2002]. Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten
- DIN EN 1536 [Fassung Juni 1999]. Bohrpfähle, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)
- KPP-Richtlinie [Fassung 2002]. Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), DIBt, DGGT, DAfSB