

- H 6704/80 -

August 1980  
Ge/Ka.

Beurteilung  
der  
Tragfähigkeit der Tragelemente  
eines  
neuen Gründungssystems

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. Aufgabenstellung .....	1
2. Aufbau der Tragelemente .....	1
3. Rechnerische Abschätzung der Tragfähigkeit .....	2
4. Untergrundaufbau im Bereich der Probeelemente...	2
5. Labor- und Feldversuche .....	3
6. Bodenkennwerte.....	4
7. Probelastungen.....	5
7.1 Probeelement Nr. 1, Einbindetiefe = 0,80 m..	5
7.2 Probeelement Nr. 2, Einbindetiefe = 1,19 m..	6
8. Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Probe- belastungen und den Grundbruchberechnungen.....	8
9. Zusammenfassung.....	9
Anlagenverzeichnis.....	11

## 1. Aufgabenstellung

Vom Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Schirm, Hamburg, wurden wir beauftragt, ein neu entwickeltes Gründungssystem auf seine Tragfähigkeit in rolligen Böden hin zu beurteilen.

Die Tragelemente dieses Gründungssystems bilden Stahlrohre, die am unteren Ende mit einer angeschweißten, eingängigen Spirale versehen sind. Durch Drehbewegungen im Uhrzeigersinn werden die Tragelemente bis zur erforderlichen Gründungstiefe in den Untergrund geschraubt. Über die Spirale sollen die Bauwerkslasten in den Untergrund in den Untergrund eingeleitet werden.

Die aufnehmbare Last der Tragelemente soll im Vorwege an einem geeigneten Rechenmodell abgeschätzt werden. Anschließend soll durch Probelastungen bei unterschiedlichen Einbindetiefen die Tragfähigkeit der Tragelemente in situ nachgewiesen werden.

Begleitend hierzu sollen ungestörte Bodenproben aus Schürftgruben entnommen und in unserem Labor auf ihre Bodenkennwerte hin untersucht werden. Unter Berücksichtigung dieser Bodenkennwerte soll am Rechenmodell die rechnerische Tragfähigkeit der Tragelemente ermittelt und den Ergebnissen der Probelastungen gegenübergestellt werden.

## 2. Aufbau der Tragelemente

Die Tragelemente wurden nach Angaben des Ingenieurbüros Dipl.-Ing. Schirm, Hamburg, angefertigt (siehe Anlage 1).

Entsprechend den statischen Erfordernissen wurden unterschiedliche Stahlgüten für die einzelnen Konstruktionsteile der Tragelemente gewählt. Alle Teile wurden durch Schweißnähte miteinander verbunden.

Die wesentlichen Konstruktionsteile sind:

- Stahlrohr, Stahlgüte St 35, Rohr  $\varnothing$  51 x 14,2 mm,
- Fußspirale, Stahlgüte St 50-2,  $\varnothing$  350 mm, t = 8 mm, Ganghöhe = 110 mm,
- Elementkopf, Stahlgüte St 37-2, Außenabmessungen 60 x 60 mm, mittig aufgebohrt.

### 3. Rechnerische Abschätzung der Tragfähigkeit

Zur rechnerischen Abschätzung der Tragfähigkeit wurden nach DIN 4017, Teil 1, \*) Grundbruchberechnungen für Kreisfundamente durchgeführt. Als variable Größen wurden die Einbindetiefe, der Spiralendurchmesser, der Reibungswinkel und das Raumgewicht des Bodens eingeführt.

Die Rechensätze sind in der Anlage 2 zusammengestellt worden. Die in gleicher Anlage aufgestellten Tragfähigkeitsdiagramme beinhalten eine zweifache Sicherheit gegen Grundbruch.

### 4. Untergrundaufbau im Bereich der Probeelemente

Die Probelastungen wurden auf einem Grundstück in Henstedt Ulzburg, Wilstedter Straße durchgeführt.

---

\*) DIN 4017, Teil 1, Ausgabe 1979; Grundberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen

Im Januar 1980 wurden auf diesem Grundstück Untergrundaufschlüsse niedergebracht und der Grundwasserstand in Beobachtungspegeln gemessen.

In der Nähe des Versuchsfeldes liegen die Rammkernsondierung RKS 1 und der Grundwasserpegel P 1. Zusätzlich wurden nach Durchführung der Probelastungen im unmittelbaren Bereich der Probeelemente Schürfgruben zur Probeentnahme angelegt. Die Ergebnisse der Untergrundaufschlüsse sind in den Anlagen 3.1 und 3.2 dargestellt.

Der Untergrundaufbau im Bereich der Probeelemente läßt sich wie folgt zusammenfassen: Unter einer 30 cm dicken Deckschicht aus humosen Feinsanden (Mutterboden) wurden in allen Aufschlüssen bis zur Endteufe von maximal 12,0 m unter Gelände rollige Böden erbohrt. Innerhalb der rolligen Böden wechseln mittelsandige Grobsände mit stark sandigen Feinkiesen in unterschiedlicher Schichtstärke. Vereinzelt wurden in den Schürfgruben auch Einlagerungen aus Mittelkies angetroffen.

Im Zeitraum Januar/Februar 1980 wurden im Pegelbrunnen P 1 Grundwasserstandsmessungen durchgeführt. Dabei wurde der Grundwasserspiegel in 2,7 bis 2,8 m unter OK. Gelände eingemessen.

#### 5. Labor- und Feldversuche

Aus den unmittelbar neben den Probeelementen hergestellten Schürfgruben wurden in 0,8 m (Probeelement Nr. 1) bzw. 1,4 m (Probeelement Nr. 2) ungestörte Bodenproben mit dem Stechzylinder entnommen und in unserem Labor untersucht. Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sind in der Anlage 4 zusammengestellt.

Um einen Anhalt über die Lagerungsdichte des rolligen Bodens zu bekommen, wurden im Abstand von einem Meter neben den Probeelementen Sondierungen mit der leichten Rammsonde nach DIN 4094, Blatt 1 \*) durchgeführt (siehe Anlagen 3.1 und 3.2).

Die Rammsondierungen haben ergeben, daß im Bereich der Probeelemente unterhalb der Gründungssohle der Baugrund mitteldicht (Probeelement Nr. 2) bis dicht (Probeelement Nr. 1) gelagert ist.

## 6. Bodenkennwerte

Auf der Grundlage der oben beschriebenen Untergrundverhältnisse und der durchgeführten Labor- und Feldversuche können unter Berücksichtigung von Erfahrungen mit ähnlichen Böden für den Vergleich der Probelastungsergebnisse mit der rechnerischen Abschätzung der Tragfähigkeit folgende Boden-kennwerte in Ansatz gebracht werden:

### Probeelement Nr. 1:

Mutterboden:	$\gamma_f = 16 \text{ kN/m}^3$
Sandboden oberhalb der Gründungssohle:	$\gamma_f = 19,5 \text{ kN/m}^3$
Sandboden unterhalb der Gründungssohle:	$\gamma_f = 20,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 38^\circ$

### Probeelement Nr. 2:

Mutterboden:	$\gamma_f = 16 \text{ kN/m}^3$
Sandboden oberhalb der Gründungssohle:	$\gamma_f = 19 \text{ kN/m}^3$
Sandboden unterhalb der Gründungssohle:	$\gamma_f = 19,5 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 35^\circ$

\*) DIN 4094. Blatt 1; Ramm- und Drucksondiergeräte, Maße und

## 7. Probebelastungen

Es war vorgesehen, drei Probebelastungen mit Einbindetiefen zwischen 0,8 m und 2,0 m durchzuführen. Infolge der hohen Lagerungsdichte des anstehenden Baugrundes war es nicht möglich, das dritte Probeelement bis zur vorgesehenen Tiefe von 2,0 m einzuschrauben, so daß nur zwei Probebelastungen mit Einbindetiefen von 0,80 m und 1,19 m durchgeführt werden konnten. Die Versuchsanordnung und der Versuchsablauf sind der Anlage 5 zu entnehmen.

Die Probebelastungseinrichtung ist für eine maximale Prüflast von 300 kN ausgelegt worden. Die Abstände der Reaktionsanker zum Probeelement wurden mit 2,5 m so gewählt, daß eine Beeinflussung der Probeelemente durch die Zuganker nicht gegeben ist.

Es wurde eine Meßbrücke gemäß DIN 18134 \*) aufgebaut und mit drei Meßuhren bestückt. Die Meßuhren wurden mit einem Zentriwinkel von  $120^{\circ}$  auf der Zentrierplatte angeordnet. Die Ablesegenauigkeit der Meßuhren beträgt 1/100 mm.

Die Prüflasten wurden mittels einer hydraulischen Presse vom Typ "Holmatra Hydraulics" aufgebracht. Die Lastanzeige ist mit einer 5 kN-Teilung versehen.

Die Laststufen wurden in 5 bis 15 kN Intervallen aufgebracht. Die nächst höhere Laststufe wurde erst nach Abklingen der Setzung auf Werte unter 2/100 mm pro Minute aufgebracht.

### 7.1 Probeelement Nr. 1, Einbindetiefe = 0,80 m

Die vorgesehene Gebrauchslast war 30 kN und wurde in den

Laststufen: 10/15/20/25/30 kN

---

\*) DIN 18134; Plattendruckversuch

aufgebracht. Die anschließende Entlastung des Probeelementes wurde in gleichen Laststufen vorgenommen. Unter der Last von 30 kN wurde eine Setzung von 0,92 mm gemessen. Nach Entlastung des Probeelementes stellte sich eine bleibende Setzung von 0,18 mm ein. Nach einer Standzeit von 30 Minuten wurde das Probeelement bis 120 kN in folgenden Laststufen belastet:

Laststufen: 15/30/45/60/75/90/120 kN.

Die anschließende Entlastung wurde in gleichen Laststufen gefahren.

Unter der vorgesehenen Gebrauchslast in Höhe von 30 kN stellte sich eine Setzung von 1,24 mm ein. Unter der Höchstlast von 120 kN wurde eine Setzung von 8,36 mm gemessen. Die bleibende Setzung stellte sich nach der Entlastung mit 4,10 mm ein.

Die Probelastung wurde nur bis zur Last von 120 kN gefahren, da die Hebung der Reaktionsanker in der Größenordnung von 2,0 cm ein Versagen der Reaktionsanker ankündigte.

Ein eindeutiges Versagen des Probeelementes unter der Last von 120 kN konnte nicht festgestellt werden. Der mit steigender Last ständig steiler werdende Verlauf der Last-Setzungs-Kurve (s. Anlage 3.1) läßt allerdings den Schluß zu, daß das Tragvermögen des Probeelementes nahezu erschöpft war. Unter Berücksichtigung des Verlaufs der Last-Setzungs-Kurve kann die Grenzlast des Probeelementes zu

$$Q_{\text{grenz}} = 130 \text{ kN}$$

abgeschätzt werden.

## 7.2 Probeelement Nr. 2, Einbindetiefe = 1,19 m

Die vorgesehene Gebrauchslast lag bei 50 kN und wurde in den

Laststufen: 10/20/30/40/50 kN

aufgebracht. Die anschließende Entlastung wurde in den

Laststufen: 46/30/15/0 kN

gefahren.

Unter der Last von 50 kN wurde eine Setzung von 2,18 mm gemessen. Nach Entlastung des Probeelementes stellte sich eine bleibende Setzung von 1,06 mm ein.

Nach einer Standzeit von 30 Minuten wurde das Probeelement bis 140 kN in folgenden Laststufen belastet:

Laststufen: 10/20/30/40/50/60/70/80/90/100/110/120/  
130/140 kN.

Unter der Last von 140 kN brach ein Rückschlagventil, so daß die Last schlagartig auf 100 kN abfiel.

Ausgehend von 100 kN wurde in folgenden Laststufen entlastet:

Laststufen: 85/70/60/50/40/25/10/0 kN.

Bei der Wiederbelastung stellte sich unter der vorgesehenen Gebrauchslast in Höhe von 50 kN eine Setzung von 2,36 mm ein. Wie eingangs geschildert, brach unter der Last von 140 kN ein Rückschlagventil, so daß unter dieser Last keine Ablesung der Setzung erfolgen konnte. Aus dem Verlauf des Entlastungsastes der Last-Setzungs-Kurve kann aber die Setzung unter der Last von 140 kN mit ca. 14 mm abgeschätzt werden. Die bleibende Setzung stellte sich nach der Entlastung mit 3,82 mm ein.

Aus dem Verlauf der Last-Setzungs-Kurve (siehe Anlage 3.2)

läßt sich kein eindeutiges Versagen des Probeelementes ableiten, so daß in Anlehnung an DIN 4026 \*) die Grenzlast erreicht ist, wenn sie eine bleibende Setzung von 2,5 % des Spiraldurchmessers hervorruft. Somit ergibt sich die Grenzlast zu

$$Q_{\text{grenz}} = 138 \text{ kN}$$

8. Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Probelastungen und den Grundbruchberechnungen

Die in der Anlage 2 durchgeführten Grundbruchberechnungen mit den aus den Laborversuchen ermittelten Bodenkennwerten ergeben eine ausreichende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Probelastungen.

Die rechnerische Abschätzung der Grenztragfähigkeit hat für das Probeelement Nr. 1 eine Grenzlast von

$$Q_{\text{grenz}} = 126 \text{ kN}$$

ergeben. Dieses Rechenergebnis deckt sich gut mit der bei der Probelastung erreichten Grenzlast in Höhe von  $Q_{\text{grenz}} = 130 \text{ kN}$ .

Für das Probeelement Nr. 2 hat die rechnerische Abschätzung der Grenztragfähigkeit eine Grenzlast von

$$Q_{\text{grenz}} = 120 \text{ kN}$$

ergeben. Auch dieses Ergebnis ist vergleichbar mit der bei

---

\*) DIN 4026; Rammfähle, Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung, August 1975

der Probelastung ermittelten Grenztragfähigkeit von  $Q_{\text{grenz}} = 138 \text{ kN}$ .

#### 9. Zusammenfassung

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von in den Boden geschraubter Tragelemente wurden zwei Probelastungen ausgeführt.

Nach Abschluß der Probelastungen wurden in unmittelbarer Nähe der Probeelemente Schürfgruben angelegt und aus diesen ungestörte Proben mit einem Stechzylinder entnommen. In unserem Labor wurden von diesen Proben die Bodenkennwerte ermittelt.

Mit den im Labor ermittelten Bodenkennwerten wurden Grundbruchberechnungen durchgeführt. Die so rechnerisch ermittelte Grenztragfähigkeit der Probeelemente zeigte eine ausreichende Übereinstimmung mit den bei den Probelastungen erzielten Ergebnissen.

Bei den Probelastungen wurden Grenzlasten von 130 kN (Einbindetiefe = 0,8 m), bzw. 138 kN (Einbindetiefe = 1,19 m) erreicht.

Wie den Last-Setzungskurven der einzelnen Versuche zu entnehmen ist, sind bei Ausnutzung der halben Grenzlast (65 kN) Setzungen in der Größenordnung von 3 mm zu erwarten.

Da die Genauigkeit der rechnerischen Abschätzung der Tragfähigkeit wesentlich von der wirklichkeitsnahen Bestimmung der Bodenkennwerte abhängt, empfehlen wir, vor dem Einsatz der Tragelemente einen Baugrundsachverständigen einzuschalten.

Wie oben bereits erwähnt, wurden die Probelastungen in mitteldicht bis dicht gelagerten Grobsanden und Feinkiesen ausgeführt.

Um weitere Erkenntnisse über das Tragverhalten der Tragelemente in anderen Bodenarten zu gewinnen, empfehlen wir, in solchen Fällen jeweils weitere Probelastungen durchzuführen.

IGB Hamburg

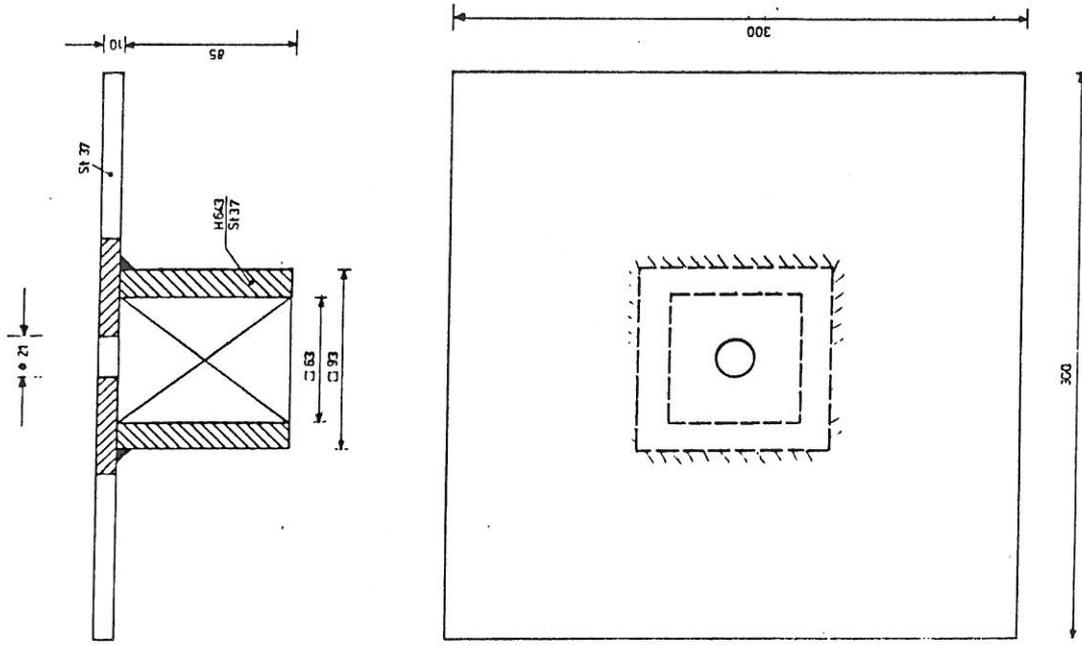
i. A.



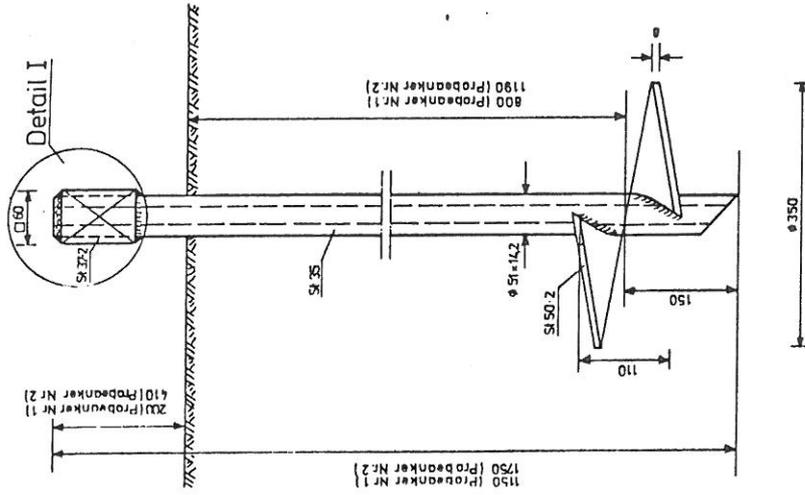
Anlagenverzeichnis

- Anlage 1 : Aufbau der Probeelemente  
Zentrierplatte für die Probelastung
- Anlage 2 : Rechnerische Abschätzung der Tragfähigkeit
- Anlage 3.1: Probelastung am Probeelement Nr. 1 ( $t = 0,8$  m)
- Anlage 3.2: Probelastung am Probeelement Nr. 2 ( $t = 1,19$  m)
- Anlage 4 : Zusammenstellung der Laborergebnisse
- Anlage 5 : Anleitung für die Probelastungen

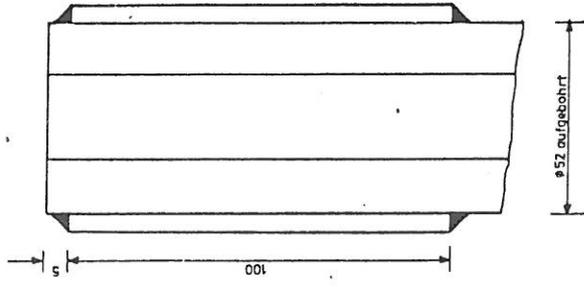
Zentrierplatte für die Probebelastung  
M. 1:2



Probekörper Nr.1 und Nr.2  
M. 1:5



Detail I  
M. 1:1



**IGB**

INGENIEURBÜRO FÜR  
GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
DR.-ING. J. RAPPERT · DR.-ING. K. H. SCHWILKE  
DR.-ING. K. GÜNTHER · DR.-ING. K. HEINRICH · HERZ STRASSE 116 · 2. STADIONSTRASSE 116 · 20359 HAMBURG

Ermittlung der Tragfähigkeit der Tragelemente  
eines neuen Gründungssystems  
AUFBAU DER PROBEELEMENTE  
ZENTRIERPLATTE FÜR DIE PROBEBELASTUNGEN

MASSTAB 1:1, 1:2, 1:5	DATUM AUGUST 1980	ANLAGE 1
BLATTGRÖSSE	GEZ. KI	ZEICHNUNGS NR.

Rechnerische Abschätzung  
der  
Tragfähigkeit

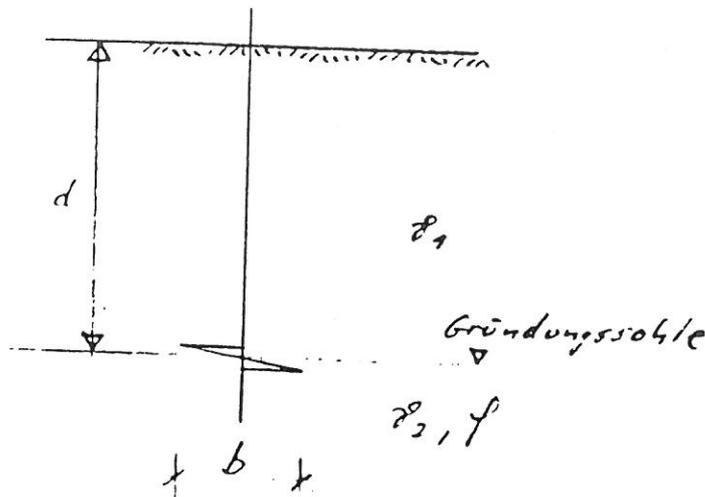
(Seiten 2.1 bis 2.12)

A. Überschlägliche Ermittlung der Tragfähigkeit von spiralförmigen Erdankern (Druckbelastung)

Folgende Voraussetzungen werden getroffen:

- Rolliger Boden mit  $\varphi = 30^\circ$  bis  $35^\circ$
- Die Spirale wird so ausgebildet, daß in Spiralmittte ein ideales Kreisfundament angesetzt werden kann
- Die Grundbruchsicherheit beträgt  $\eta_p = 2,0$

1. Berechnungsformel



Nach DIN 4017, Teil 1 ergibt sich die Grundbruchlast zu:

$$V_b = \frac{b^2 \cdot \pi}{4} (\gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot \gamma_d + \gamma_2 \cdot b \cdot N_b \cdot \gamma_b)$$

Tragfähigkeitsbeiwerte nach Tabelle 2

$\varphi$	$30^\circ$	$32,5^\circ$	$35^\circ$
$N_d$	18	25	33
$N_b$	10	15	23

Formbeiwerte nach Tabelle 3

$$v_b = 0,7 \quad v_d = 1 + \sin f \Rightarrow v_d(30^\circ) = 1,50$$

$$v_d(32,5^\circ) = 1,54$$

$$v_d(35^\circ) = 1,57$$

Die zulässige Gebrauchslast ergibt sich zu

$$V_{zul} = \frac{V_b}{\eta_p}$$

mit  $\eta_p = 2,0$  im Lastfall 1 nach DIN 4054, Abs. 4.1.3.2

$$V_{zul} = \frac{V_b}{2}$$

Andere Lastfälle können durch Einschaltung der jeweils einzuhaltenden Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden.

## 2. Ermittlung der zulässigen Lasten für den Lastfall 1

### 2.1 Rollige Böden mit $f = 30^\circ$ unterhalb der Gründungssohle

$$2.1.1 \quad \underline{\sigma_1 = \sigma_2 = 18 \text{ KN/m}^3 \text{ (Kein Grundwasser)}}$$

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (18 \cdot d \cdot 18 \cdot 1,5 + 18 \cdot b \cdot 10 \cdot 0,7)$$

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (486 \cdot d + 1266)$$

2.1.2  $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$ ,  $\gamma_2 = 10 \text{ KN/m}^3$  (Grundwasser in Gründungssohle)

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (18 \cdot d \cdot 18 \cdot 1,5 + 10 \cdot b \cdot 10 \cdot 0,7)$$

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (486d + 70b)$$

2.1.3  $\gamma_a = \gamma_o = 10 \text{ KN/m}^3$  (Grundwasser in OK-Gelände)

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (10 \cdot d \cdot 18 \cdot 1,5 + 10 \cdot b \cdot 10 \cdot 0,7)$$

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (270d + 70b)$$

2.2 Rollige Böden mit  $\beta = 32,5^\circ$  unterhalb der Gründungssohle

2.2.1  $\gamma_a = \gamma_2 = 18,5 \text{ KN/m}^3$  (Kein Grundwasser)

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (18,5 \cdot d \cdot 25 \cdot 1,54 + 18,5 \cdot b \cdot 15 \cdot 0,7)$$

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (712,3d + 194,3b)$$

2.2.2  $\gamma_a = 18,5 \text{ KN/m}^3$ ,  $\gamma_2 = 10,5 \text{ KN/m}^3$  (Grundwasser in Gründungssohle)

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (18,5 \cdot d \cdot 25 \cdot 1,54 + 10,5 \cdot b \cdot 15 \cdot 0,7)$$

$$V_{zul} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (712,3d + 110,3b)$$

2.2.3  $\gamma_1 = \gamma_2 = 10,5 \text{ KN/m}^3$  (Grundwasser in OK. Gelände)

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (10,5 \cdot d \cdot 25 \cdot 1,54 + 10,5 \cdot b \cdot 15 \cdot 0,7)$$

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (404,3 \cdot d + 110,36)$$

2.3 Rollige Böden mit  $\varphi = 35^\circ$  unterhalb der Gründungssohle

2.3.1  $\gamma_1 = \gamma_2 = 19 \text{ KN/m}^3$  (Kein Grundwasser)

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (19 \cdot d \cdot 33 \cdot 1,57 + 19 \cdot b \cdot 23 \cdot 0,7)$$

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (984,4 \cdot d + 309,5 \cdot b)$$

2.3.2  $\gamma_1 = 19 \text{ KN/m}^3$ ,  $\gamma_2 = 11 \text{ KN/m}^3$  (Grundwasser in Gründungssohl.)

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (19 \cdot d \cdot 33 \cdot 1,57 + 11 \cdot b \cdot 23 \cdot 0,7)$$

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (984,4 \cdot d + 177,1 \cdot b)$$

2.3.3  $\gamma_1 = \gamma_2 = 11 \text{ KN/m}^3$  (Grundwasser in OK. Gelände)

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (11 \cdot d \cdot 33 \cdot 1,57 + 11 \cdot b \cdot 23 \cdot 0,7)$$

$$V_{201} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (569,9 \cdot d + 177,16)$$

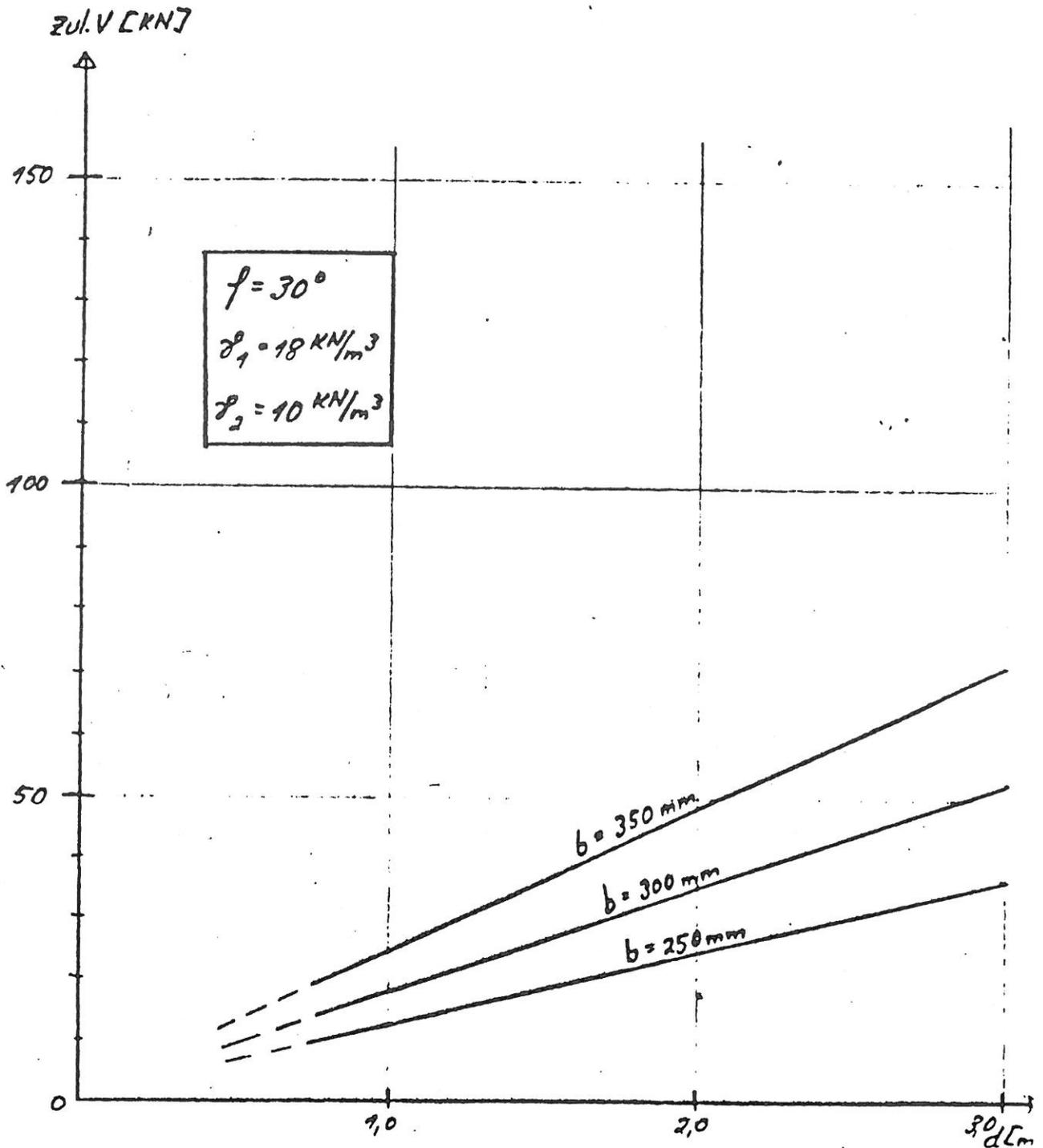


Bild 2.1.2: Zulässige Belastung auf Druck, Grundwasser in Gründungssohle

$$\text{zul.V} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (486d + 70b)$$

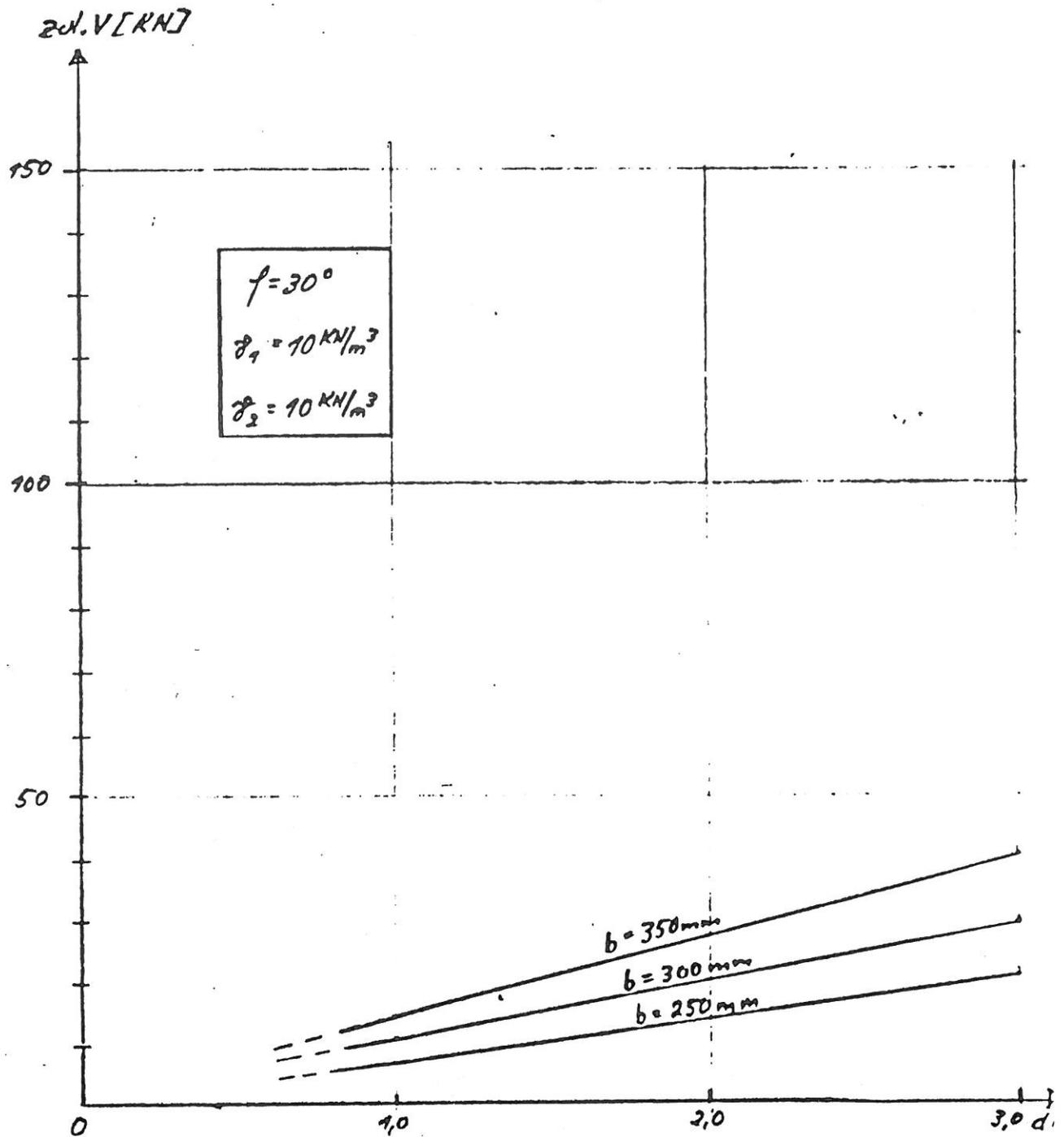


Bild 2.1.3: zulässige Belastung auf Druck, Grundwasser in ok. Gelände

$$zul.V = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (270d + 70b)$$

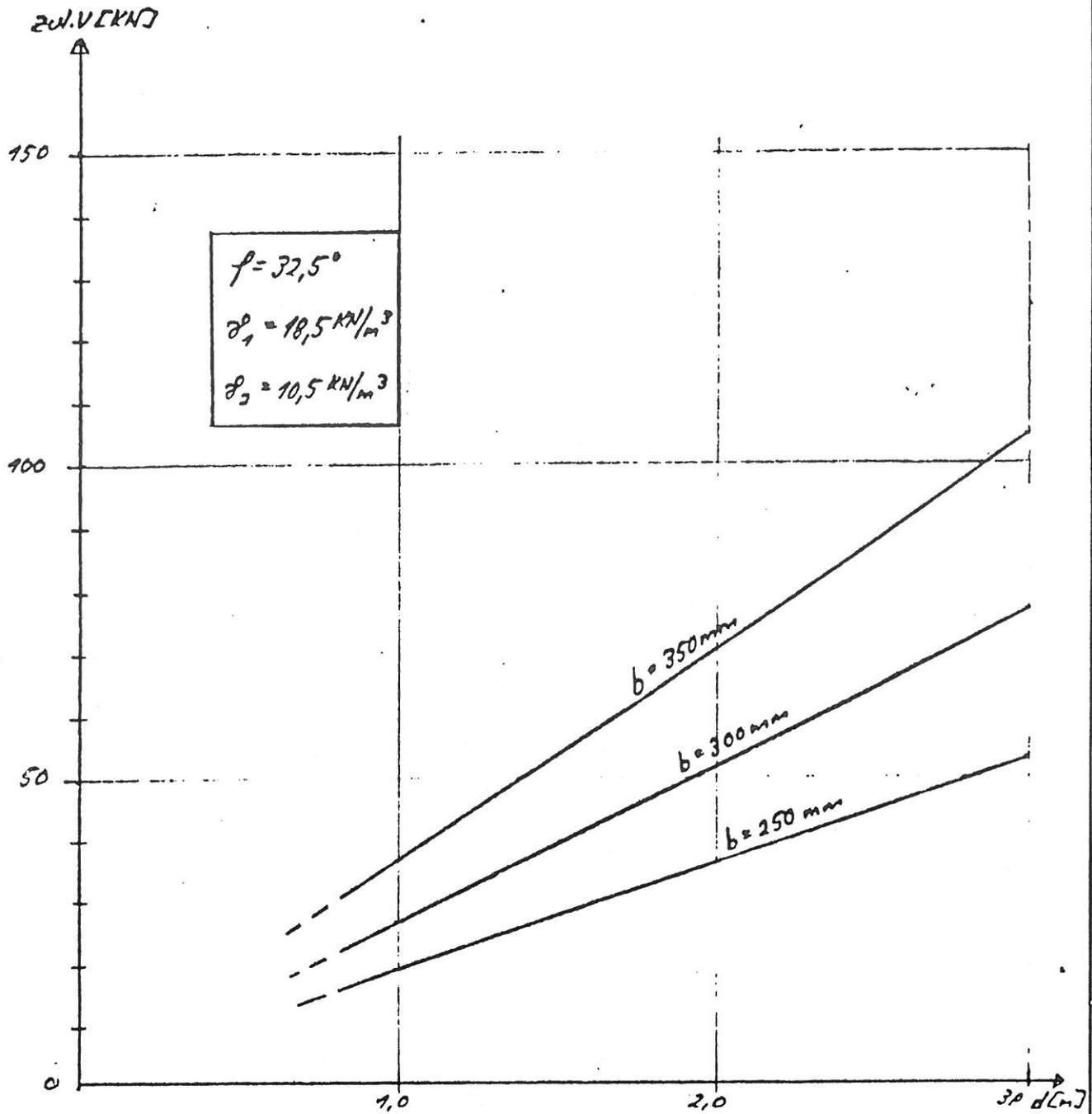


Bild 2.2.2: zulässige Belastung auf Druck, Grundwasser im Gründungssohle

$$\text{zul. } V = \frac{b^2 \cdot \gamma_1}{8} (712,3 d + 110,3 b)$$

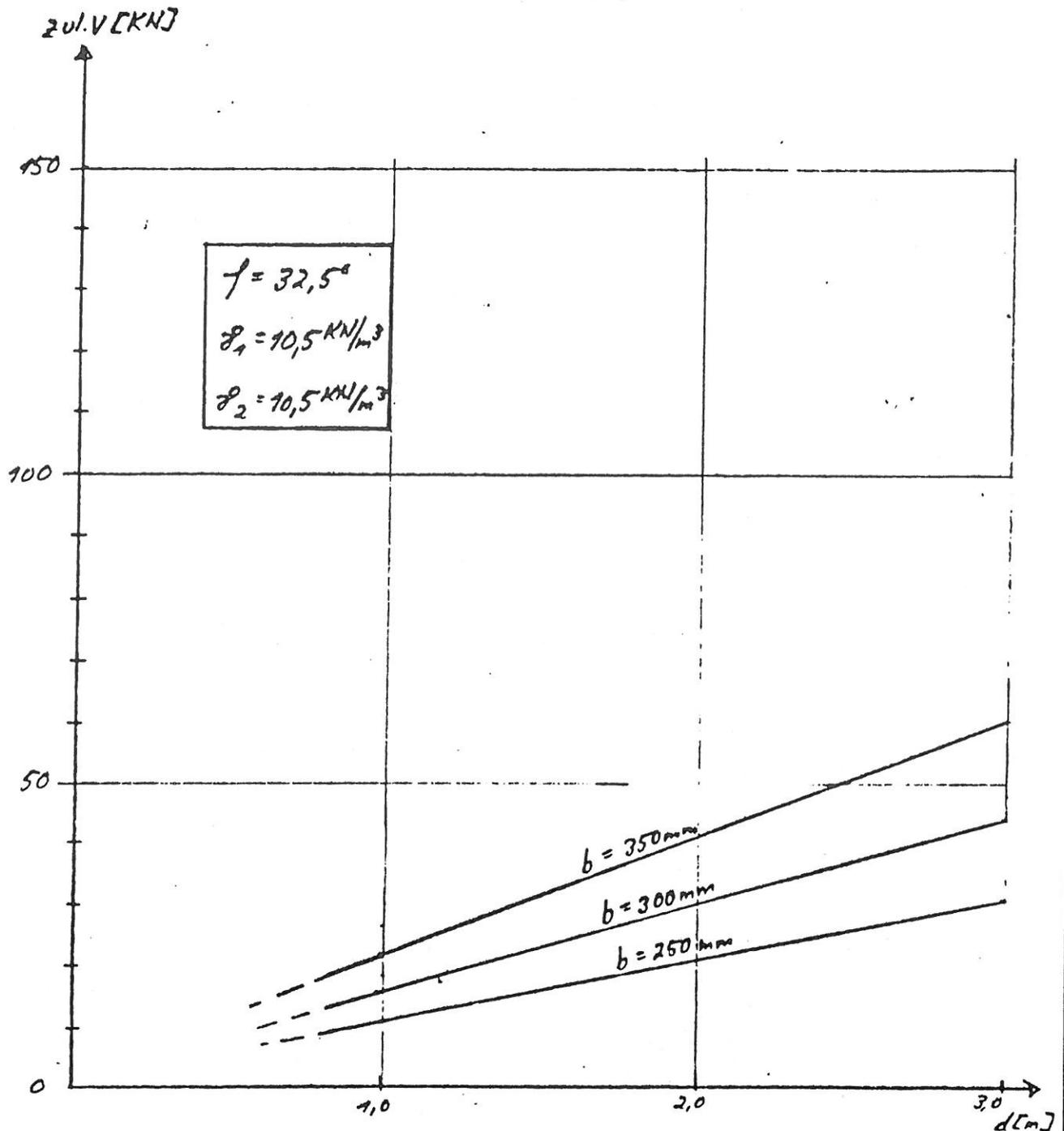


Bild 2.2.3: zulässige Belastung auf Druck, Grundwasser in OK. Gelände

$$zulV = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (404,3 \cdot d + 110,3 b)$$

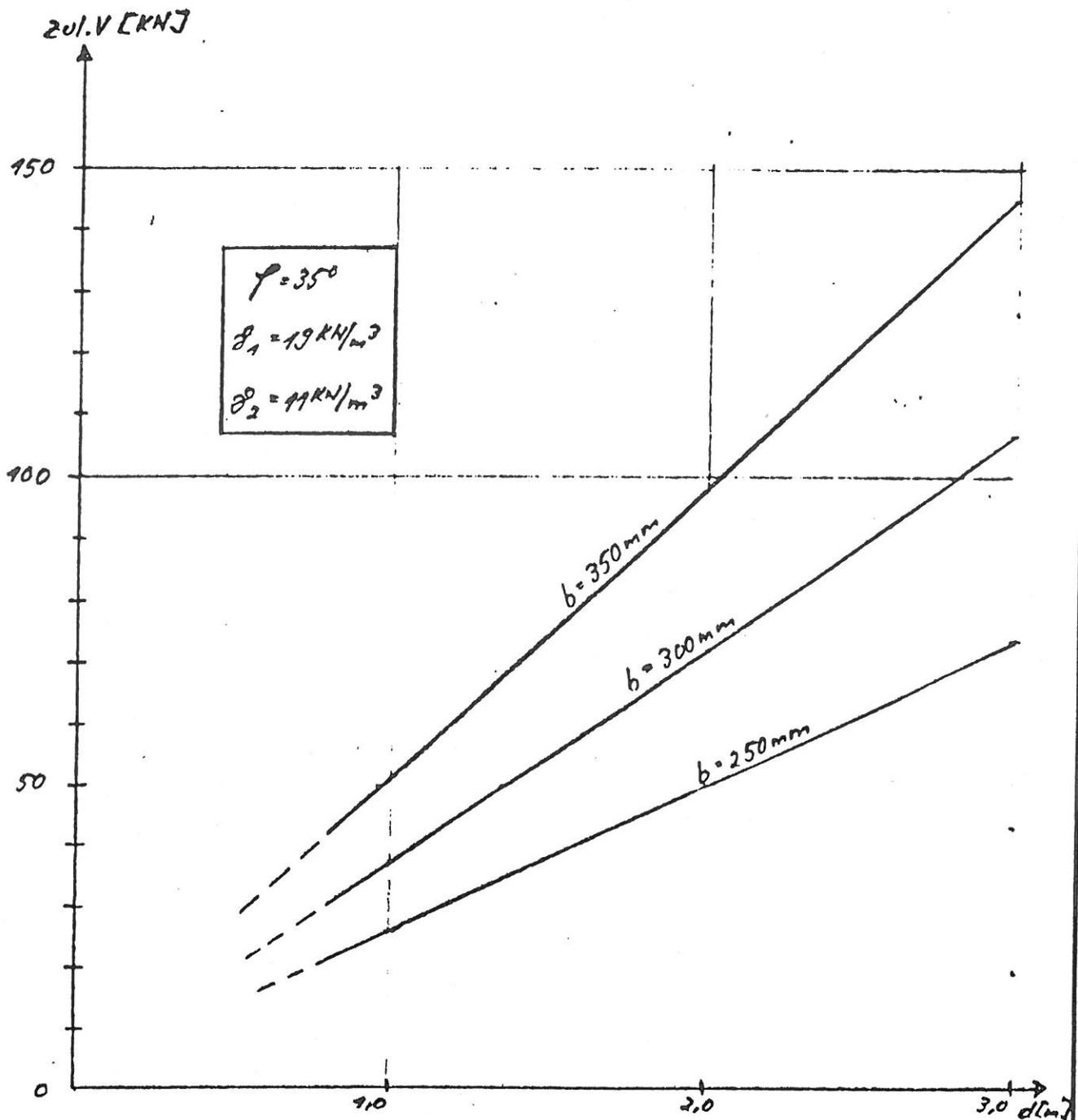


Bild 2.3.2: Zulässige Belastung auf Druck, Grundwasser in Gründungssohle

$$\text{zul. } V = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (984,4 \cdot d + 177,1 b)$$

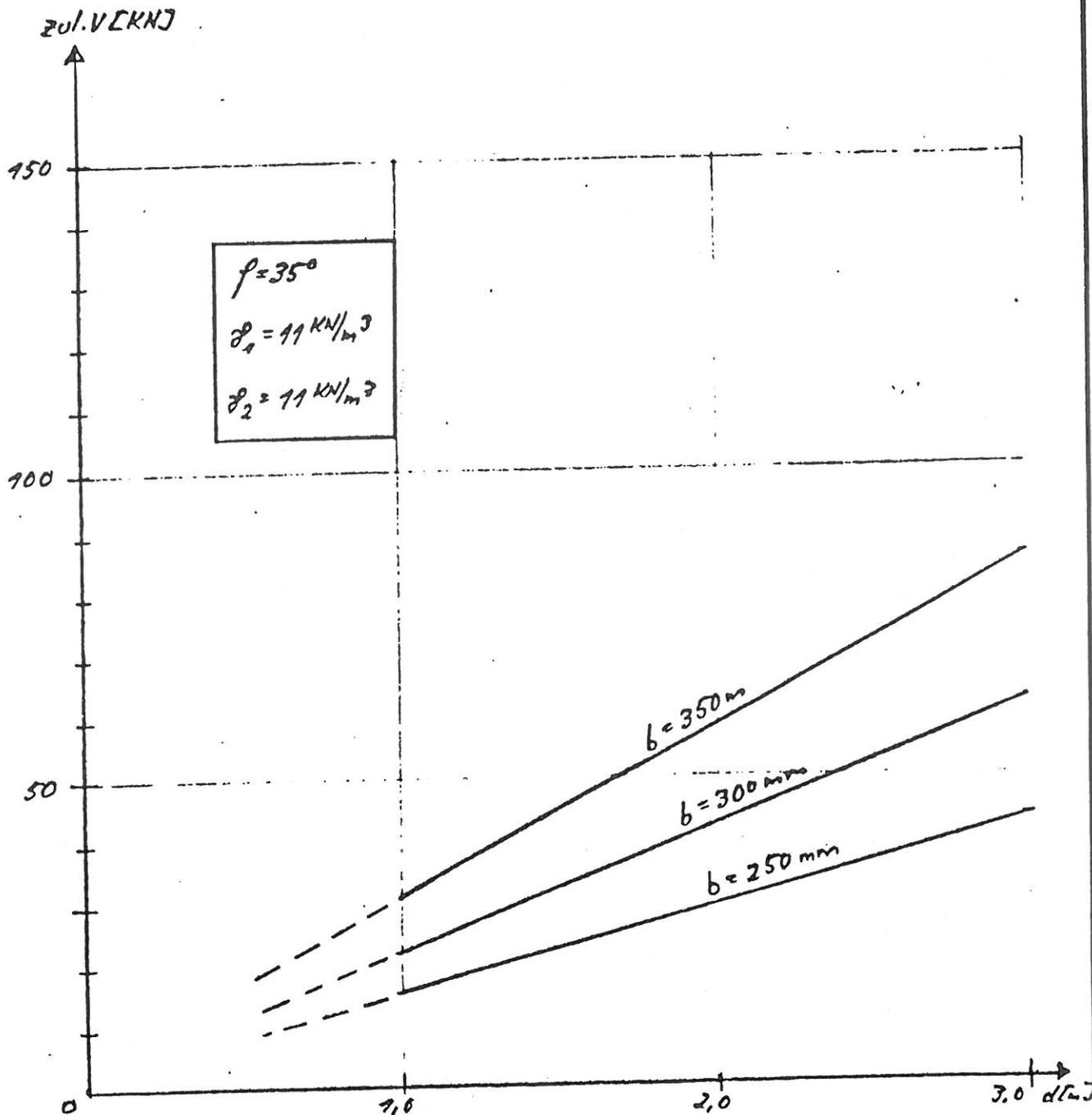
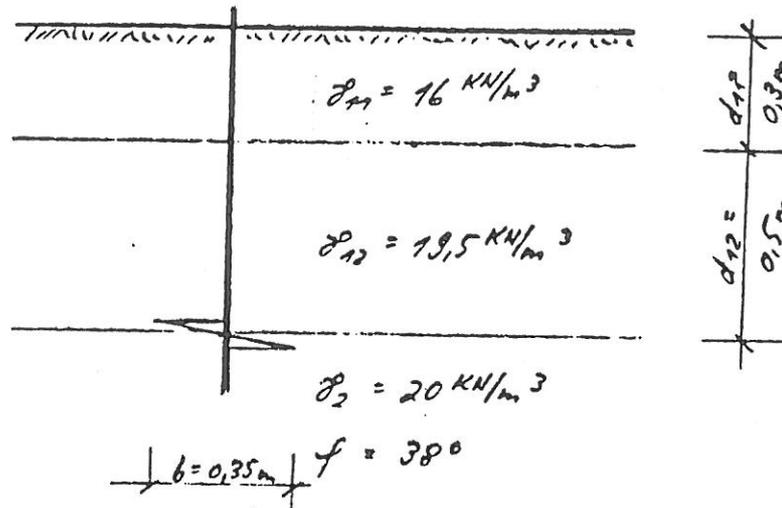


Bild 2.3.3: Zulässige Belastung auf Druck, Grundwasser in OK. Gelände

$$\text{zul. V} = \frac{b^2 \cdot \pi}{8} (569,9 \cdot d + 177,1 b)$$

## B. Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit der Probeelemente Nr. 1 und Nr. 2

### 1. Probeelement Nr. 1



$$V_b = \frac{b^2 \cdot \pi}{4} \left[ (\gamma_{11} \cdot d_{11} + \gamma_{12} \cdot d_{12}) \cdot N_d \cdot \gamma_d + \gamma_2 \cdot b \cdot N_b \cdot \gamma_b \right]$$

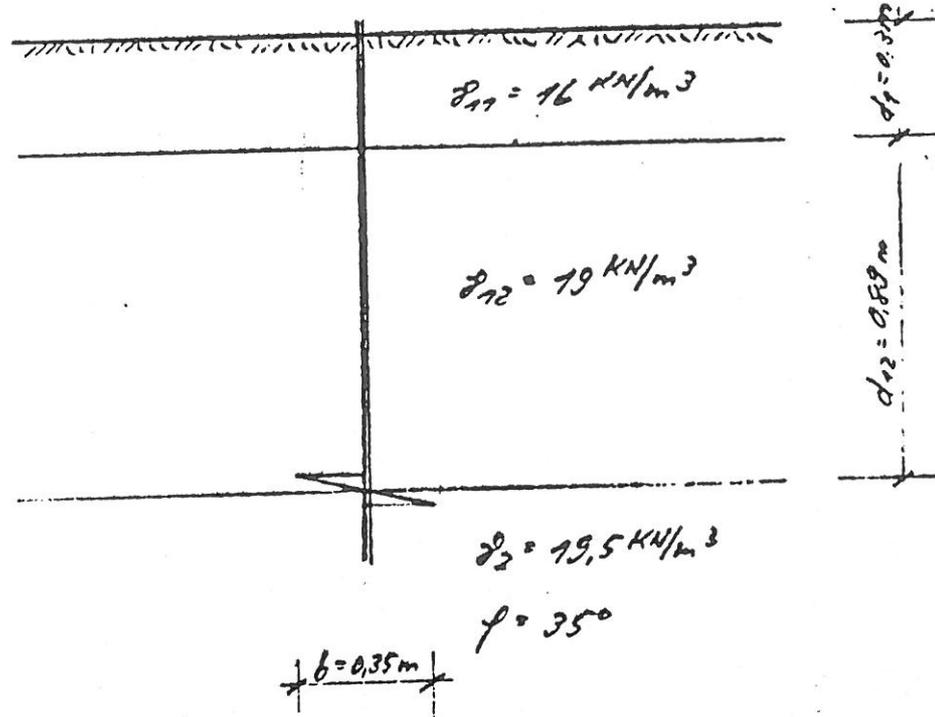
$$N_d = 48 \quad \gamma_d = 1 + \sin f = 1,62$$

$$N_b = 37 \quad \gamma_b = 0,7$$

$$V_b = \frac{0,35^2 \cdot \pi}{4} \left[ (16 \cdot 0,3 + 19,5 \cdot 0,15) \cdot 48 \cdot 1,62 + 20 \cdot 0,35 \cdot 37 \cdot 0,7 \right]$$

$$V_b = \underline{\underline{126 \text{ kN}}}$$

2. Probeelement Nr. 2



$$N_d = 33$$

$$\gamma_d = 1 + \sin 35^\circ = 1,57$$

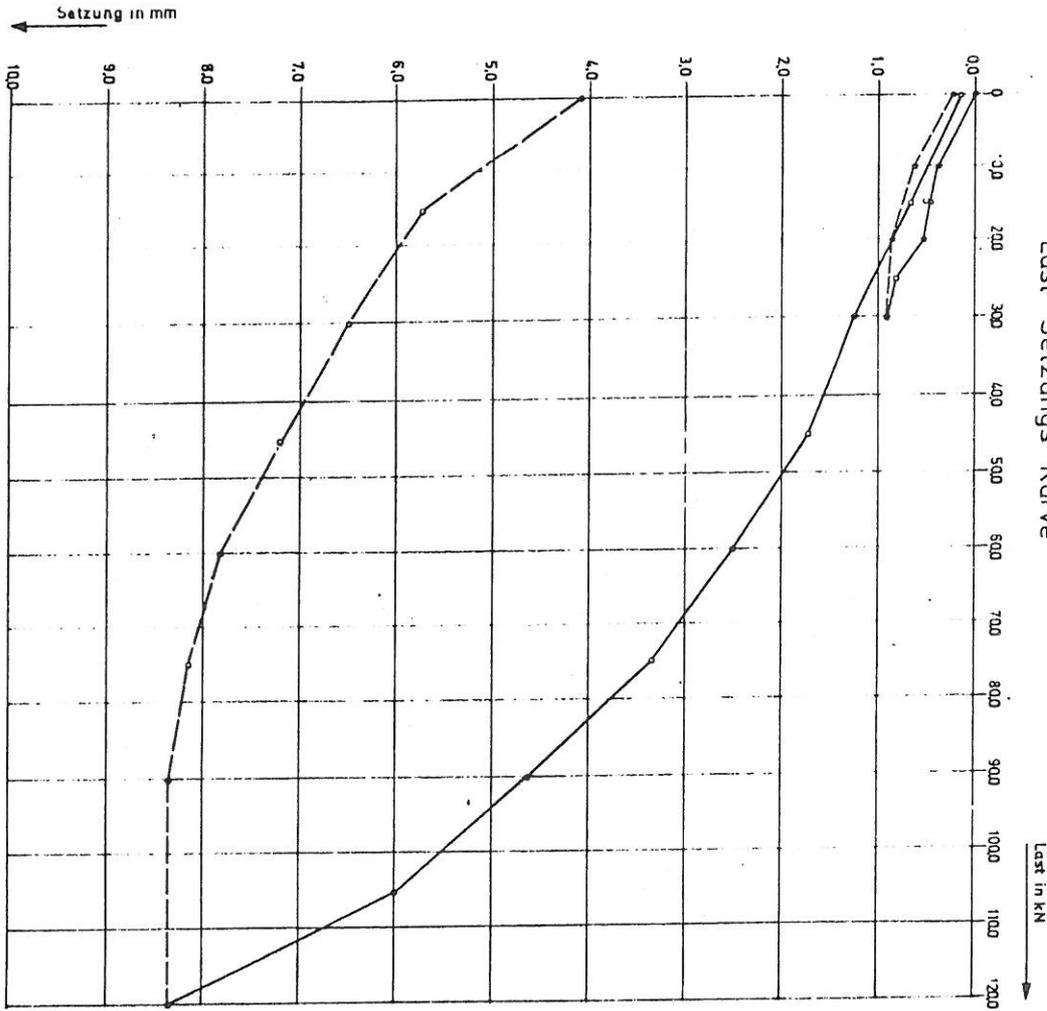
$$N_h = 23$$

$$\gamma_h = 0,7$$

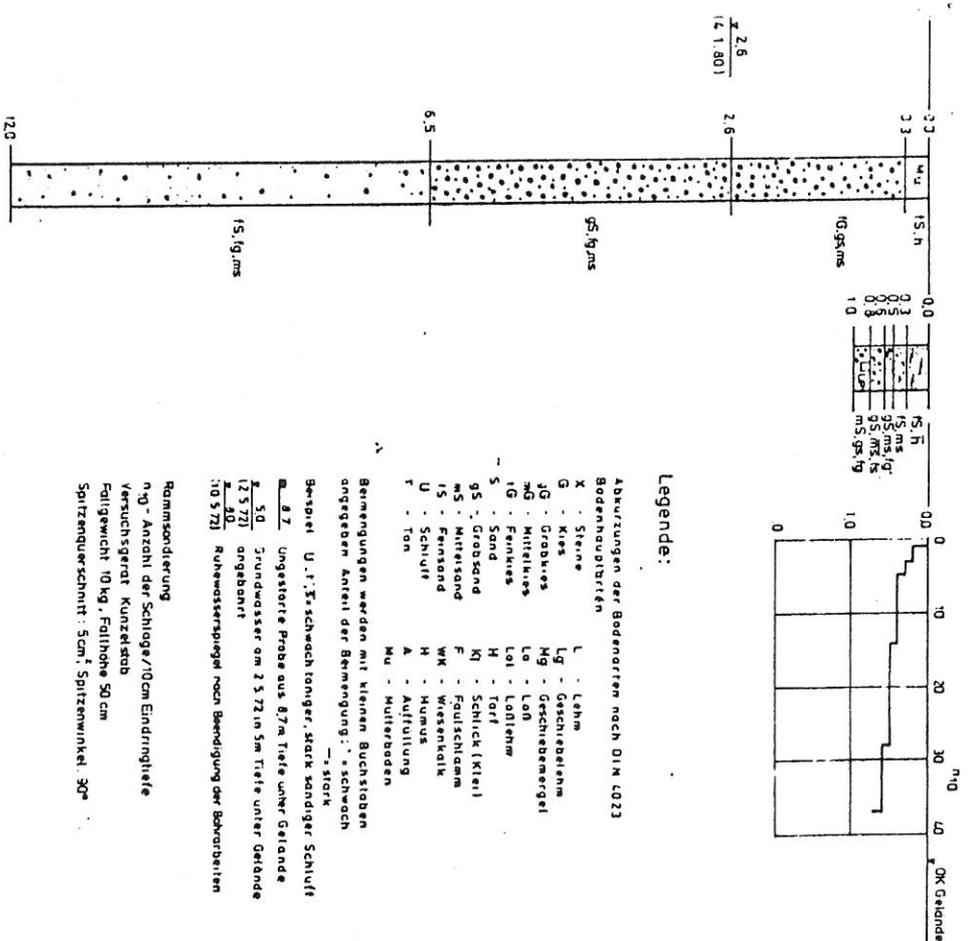
$$V_b = \frac{0,35^2 \cdot \pi}{4} \left[ (16 \cdot 0,3 + 19 \cdot 0,89) \cdot 33 \cdot 1,57 + 19,5 \cdot 0,35 \cdot 23 \cdot 0,7 \right]$$

$$V_b = \underline{\underline{119 \text{ KN}}}$$

Last-Setzungs-Kurve



S1 Schurf 1 RS1



IGB

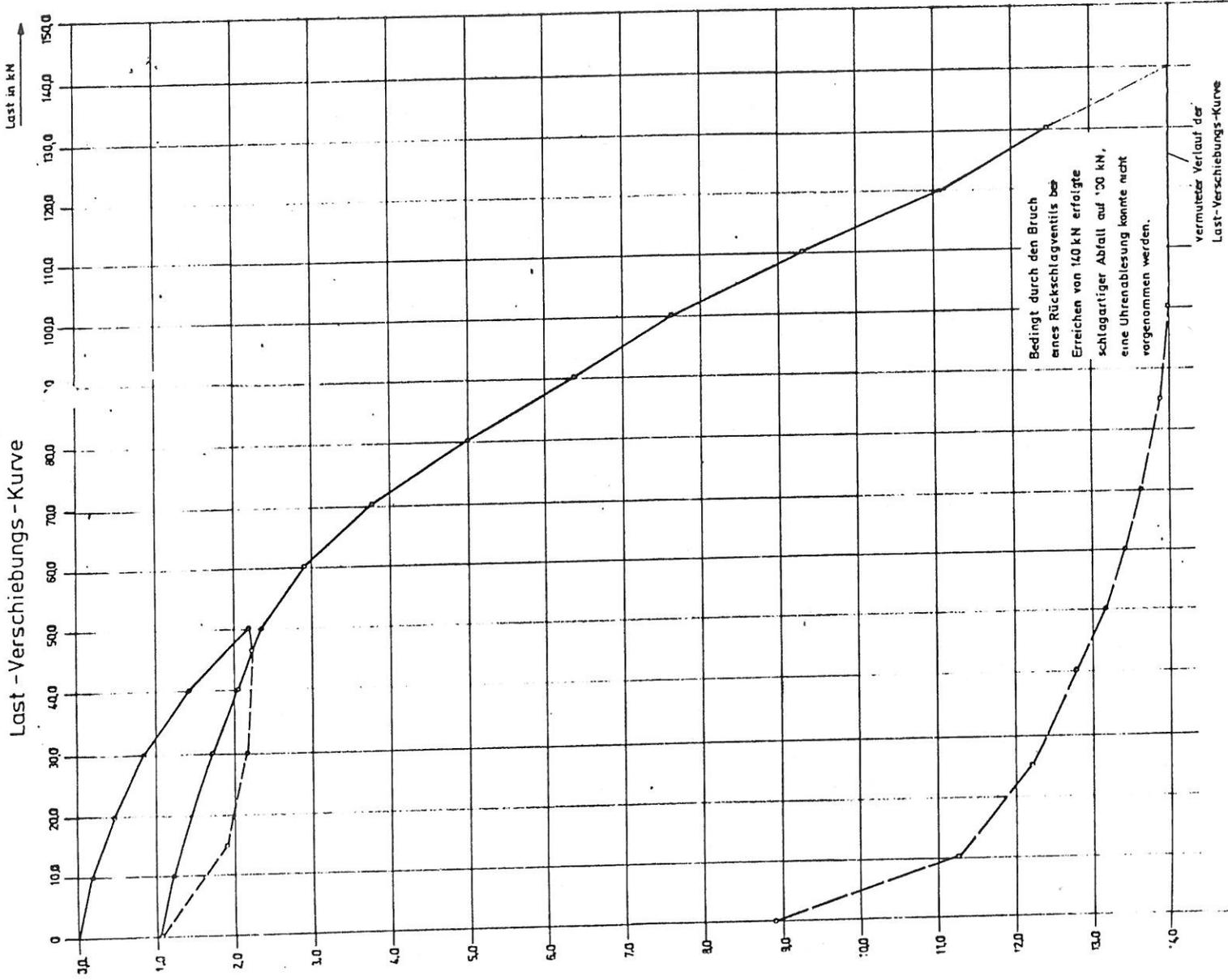
INGENIEURBÜRO FOR  
 GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
 DR.-ING. J. PAPPERT · DR.-ING. K. H. SCHWINN  
 DR.-ING. K. GÖNTHER · DR.-ING. G. H. HELL  
 WEINBERGERSTRASSE 10 · 21482 BUNDE · TEL. 04103/23113

Ermittlung der Tragfähigkeit der Traglelemente  
 eines neuen Gründungssystemes

PROBEBELASTUNG AM PROBEELEMENT NR.1 (l=0.80 m)

MASSTAB	1:50	DATUM	AUGUST 1980	ANLAGE	3:1
---------	------	-------	-------------	--------	-----

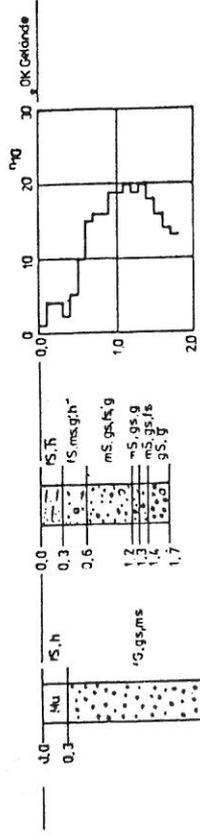
Last-Verschiebungs-Kurve



51

Schnitt 2

52



Legende:

- Abkürzungen der Bodenarten nach DIN 4023
- Bodenhauptarten
- X - Steine
  - G - Kies
  - MG - Mittelmies
  - FG - Feinkies
  - S - Sand
  - GS - Grobsand
  - MS - Mittelsand
  - FS - Feinsand
  - U - Schluff
  - T - Ton
  - L - Lehm
  - Lg - Geschiebelehm
  - Mg - Geschiebemergel
  - Lo - Loß
  - Le - Loßlehm
  - H - Torf
  - M - Schlack (Kies)
  - F - Faulschlamm
  - Wk - Wiesenkalk
  - H - Humus
  - A - Auffüllung
  - Me - Mutterboden
- Bemerkungen werden mit kleinen Buchstaben angegeben. Anteil der Bemengung: ' - schwach, ' - stark
- Beispiel: Uo.1' = schwach toniger, stark sandiger Schluff
- 37 - ungestörte Probe aus 8,7 m Tiefe unter Gelände
- 50 - Grundwasser am 2.5.72 in 5 m Tiefe unter Gelände
- 30 - angebohrt
- 30 - Ruhewasserspiegel nach Bemessung der Bohrarbeiten

Rammsondierungen:

- nG - Anzahl der Schläge/10cm Eindringtiefe
- Versuchsgerät: Künzelstab
- Fallgewicht: 10 kg, Fallhöhe 50 cm
- Spitzenquerschnitt: 5 cm<sup>2</sup>, Spitzwinkel 90°

IGB

INGENIEURBÜRO FÜR  
GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
DR.-ING. J. RAPPERT · DR.-ING. K. H. SCHWIN  
DR.-ING. K. GÖNTER · DR.-ING. H. HE  
HEINRICH-WERTZ STRASSE 116 · 3. HAARBURO · TEL. 2401/2011

Beurteilung der Tragfähigkeit der Tragelemente  
eines neuen Gründungssystems

PROBEBELASTUNG AM PROBELEMENT NR. 2 ( t = 1,19 m)

MASSTAB	1:50	DATUM	AUGUST 1980	ANLAGE	3.2
BLATTGRÖSSE	DIN A 2	GEZ.	K1	ZEICHNUNGS NR.	H 6704/80/3.2
		GEPR.	<i>[Signature]</i>		

Zusammenstellung  
der  
Laborergebnisse  
(Seiten 4.1 bis 4.5)

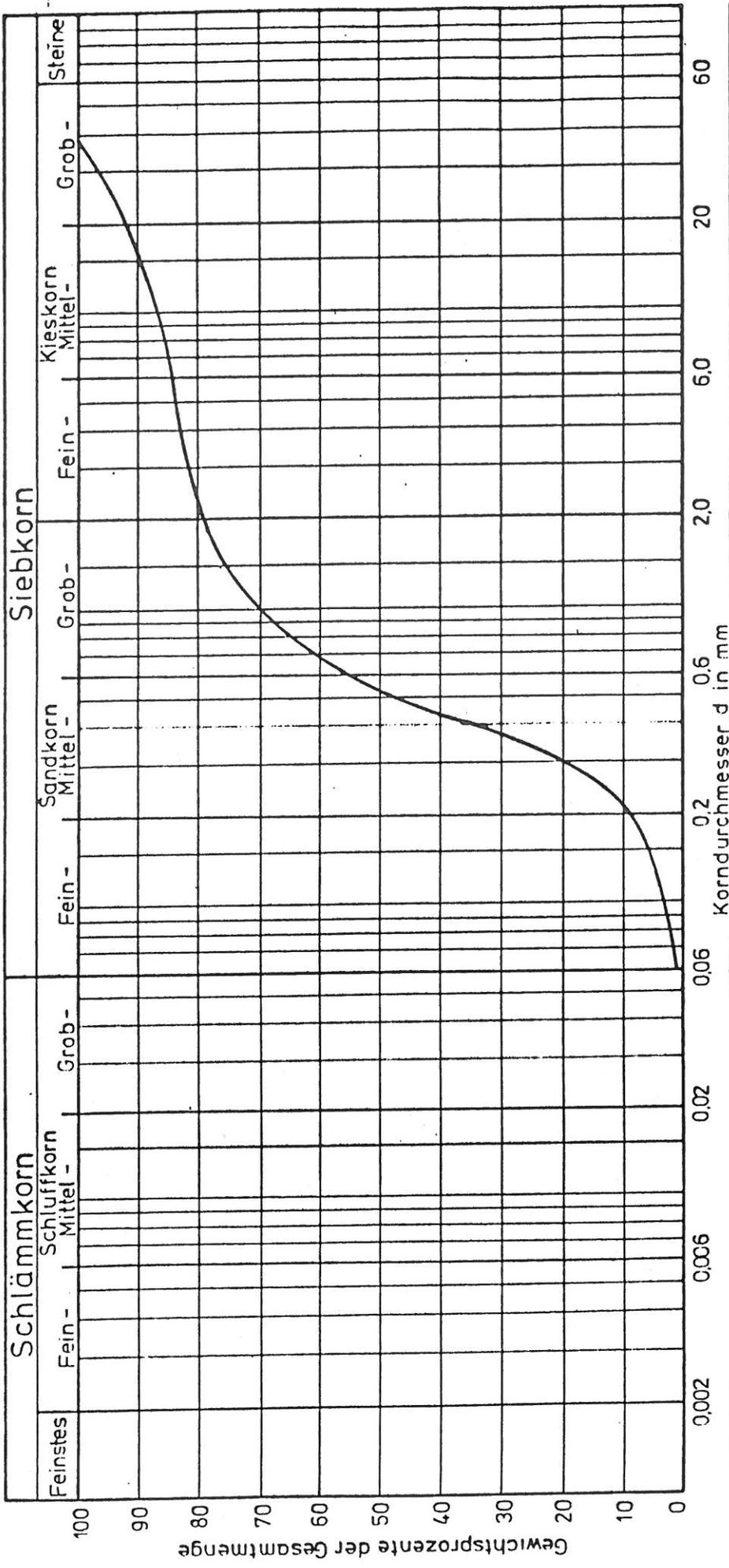




# Kornverteilungskurven

Anlage 4.3

H6704/80 / 4.3 August 1980



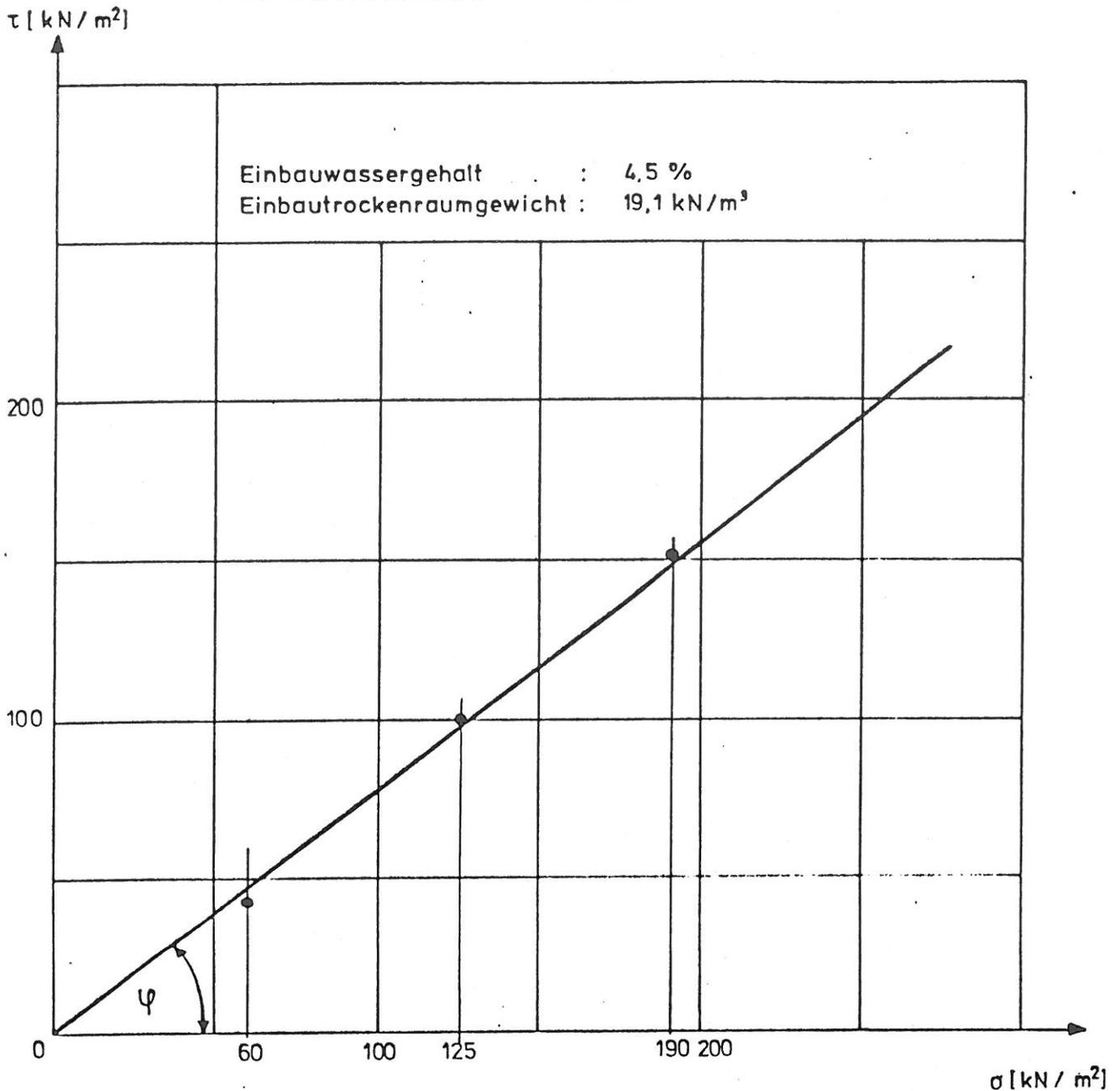
Kurve Nr.	
Entnahmestelle	Probeanker Nr.2
Entnahmetiefe	1.4 m unter GOK
Bodenart	mS, gs, fs, g
U = d bei 60% / d bei 10%	

H6704/80 Ermittlung der Tragfähigkeit der Tragelemente eines neuen Gründungssystems

**IGB** INGENIEURBÜRO FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
 DR.-ING. J. RAPPERT · DR.-ING. K. H. SCHWINN  
 DR.-ING. K. GÖNTHER · DR.-ING. H. HEIL  
 20099 HAMBURG · TEL. 40120-1130

# Scherversuch

Versuchsmaterial : gS,  $\overline{mS}$ ,  $fs'$   
Entnahmestelle : Schurf 1  
Entnahmetiefe : 0,8 m unter OKG



Reibungswinkel  $\psi = 38^\circ$  , Kohäsion  $c = 0$  kN/m<sup>2</sup>

**IGB** INGENIEURBÜRO FÜR  
GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
DR.-ING. J. RAPPERT · DR.-ING. K. H. SCHWINN  
DR.-ING. K. GÜNTHER · DR.-ING. H. HEIL  
HENRICH-HERTZ-STRASSE 118 · 9 HAMBURG 76 · TEL. 040/92018 56

Anlage 4.4

H6704/80/4.4 August 1980

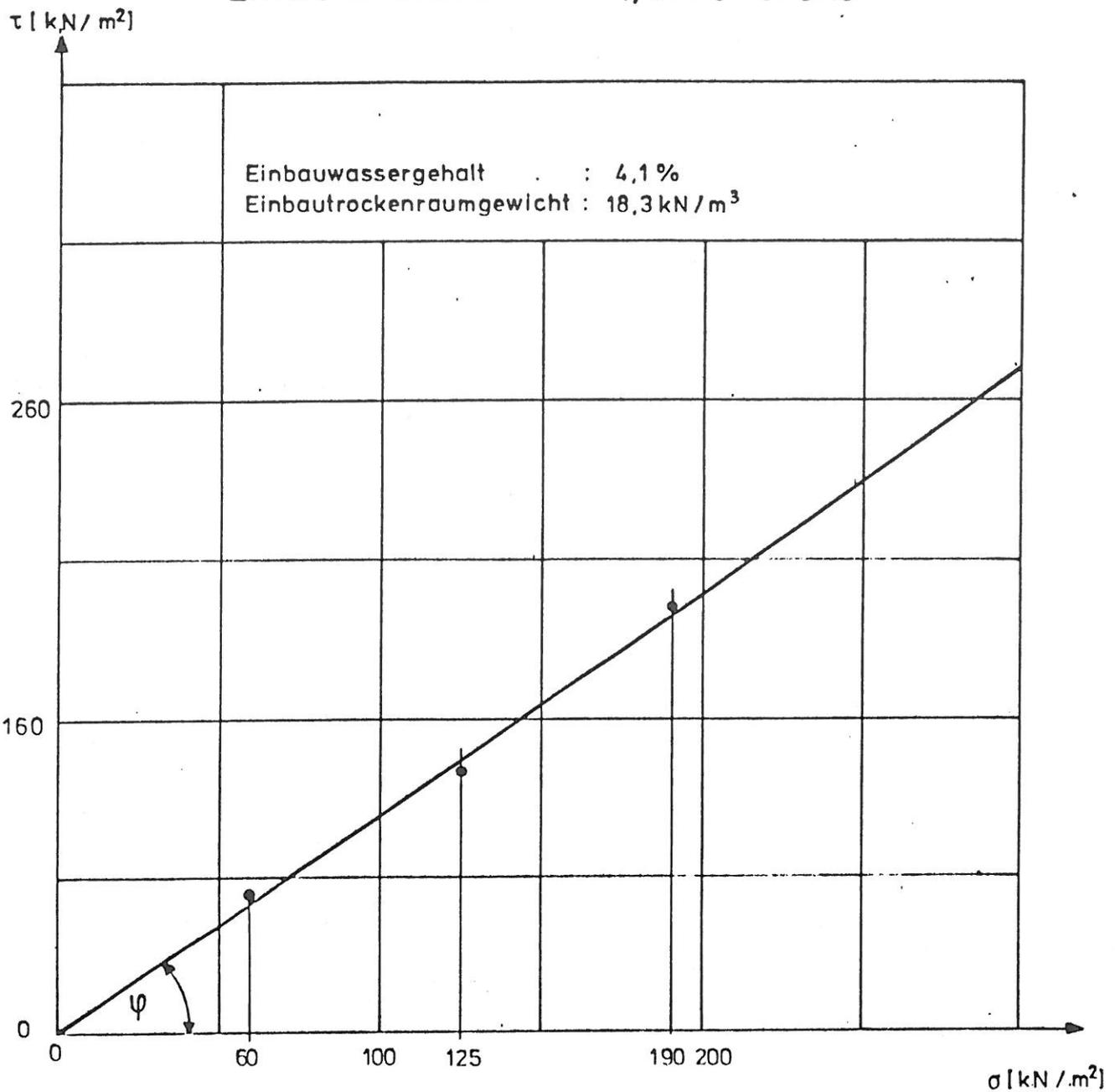
H 6704/80 Ermittlung der Tragfähigkeit  
der Tragelemente eines neuen Gründungssystems

# Scherversuch

Versuchsmaterial : mS,gs,fs'g

Entnahmestelle : Schurf 2

Entnahmetiefe : 1,4 m unter OKG



Reibungswinkel  $\varphi = 35^\circ$  , Kohäsion  $c = 0$  kN/m<sup>2</sup>

**IGB** INGENIEURBÜRO FÜR  
GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
DR.-ING. J. RAPPERT · DR.-ING. K. H. SCHWINN  
DR.-ING. K. GÜNTHER · DR.-ING. H. HEIL  
HEINRICH-HERTZ-STRASSE 116 · 2 HAMBURG 76 · TEL. 040/29013 66

Anlage 4.5

H6704/80/4.5

August 1980

H6704/80 Ermittlung der Tragfähigkeit  
der Tragelemente eines neuen Gründungssystems

Anleitung  
für die  
Probebelastungen  
(Seiten 5.1 bis 5.5)

## 1. Vorbemerkungen

Durch Probelastungen soll die Tragfähigkeit von in den Boden eingeschraubten Tragelementen bei Druckbelastung und unterschiedlichen Einbindetiefen in den tragfähigen Baugrund ermittelt werden.

Vom Ingenieurbüro Schirm, Hamburg, wurden wir beauftragt, ein Programm für die Tragfähigkeitsversuche auszuarbeiten, die Versuchsausführung zu überwachen und abschließend die Auswertung der Versuchsergebnisse vorzunehmen.

## 2. Versuchsanordnung

Die Versuche sollen mit Tragelementen  $\varnothing$  350 mm gefahren werden. Die Spirale wird aus einer 8 mm starken Stahlplatte hergestellt, und umlaufend mit einem Stahlrohr verschweißt.

Die Reaktionsanker sind so anzuordnen, daß das Tragverhalten des zu prüfenden Tragelementes nicht beeinträchtigt wird. Diese Forderung wird erfüllt, wenn die Anker wie im Bild 1 dargestellt, angeordnet werden.

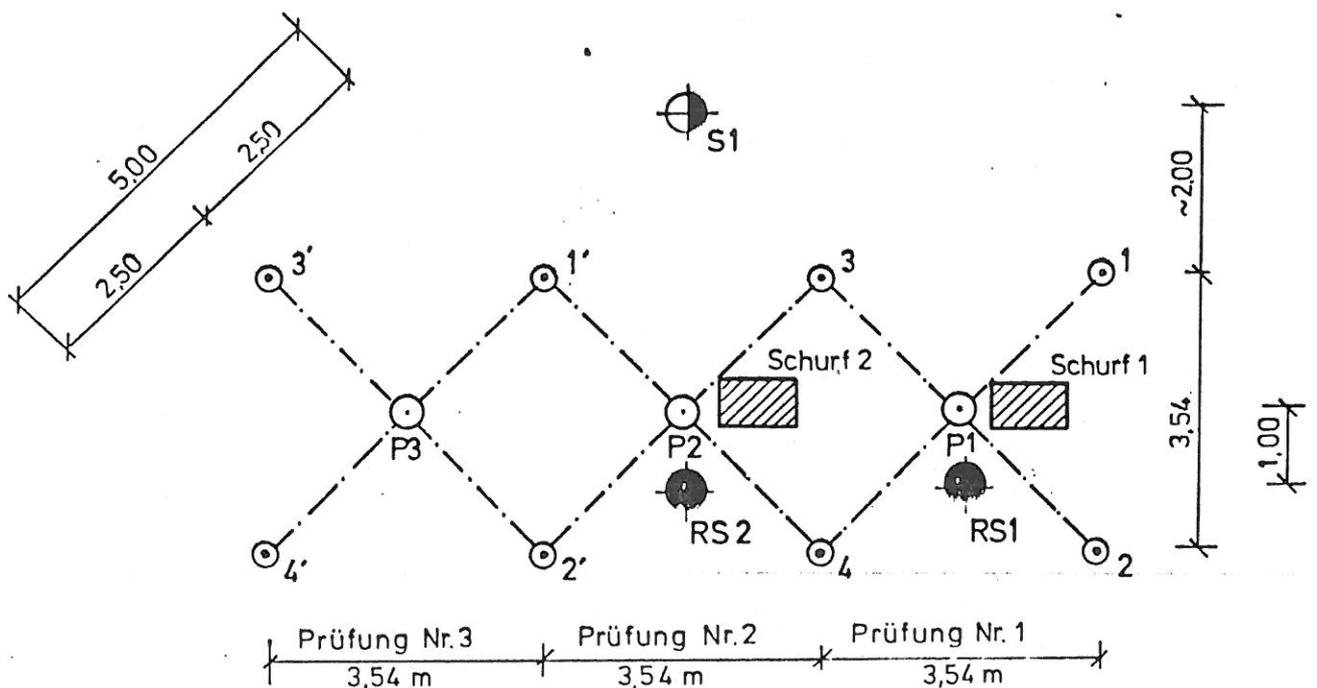


Bild 1: Versuchsanordnung

Nach Durchführung der Prüfung Nr. 1 werden die Reaktionsanker 1 und 2 in die Punkte 1' und 2' versetzt und anschließend die Prüfung Nr. 2 vorgenommen. Für die Prüfung Nr. 3 sind die Reaktionsanker 3 und 4 in die Punkte 3' und 4' zu versetzen.

Um eindeutige Meßergebnisse zu erhalten, ist es erforderlich, die Tragelemente lotrecht in den Boden zu schrauben. Zu diesem Zweck ist eine geeignete Führungseinrichtung beim Einbau der Tragelemente zu verwenden.

Da die Tragelemente aufgrund ihrer Abmessungen empfindlich gegen eine außermittige Eintragung der Prüflast sind, ist der Einbau der Presse genau auszuführen.

### 3. Versuchsausrüstung

Die Versuchseinrichtung ist vereinbarungsgemäß für eine Prüflast von 300 kN auszulegen. Diese Last muß mit den Sicherheiten für den Lastfall H von der Versuchseinrichtung aufgenommen werden können. Die Kopflagerung der zu prüfenden Tragelemente ist so auszubilden, daß ein seitliches Ausweichen nicht möglich ist.

Für alle tragenden Teile ist ein statischer Nachweis erforderlich. Zusätzlich sind die erforderlichen Stabilitätsuntersuchungen zu führen. Die Durchführung dieser Berechnungen und die Anfertigung der notwendigen Zeichnungen übernimmt das Ingenieurbüro Schirm, Hamburg.

Für die Durchführung der Versuche werden folgende Teile und Geräte benötigt:

- a) 3 Probeelemente, Spiralendurchmesser 350 mm für Einbinde-

tiefen von 0,80 m, 1,20 m und 2,00 m (gemessen von OK.Gelände bis Mitte Spirale)

- b) 6 Reaktionsanker (einschl. 2 Ersatzanker) für eine zulässige Zugkraft von 75 kN/Anker.
- c) 1 Führungseinrichtung zum Einschrauben der Probeelemente
- d) 2 Einschraubgeräte (einschl. 1 Ersatzgerät) zum Einschrauben der Probeelemente
- e) 1 Trägerrost zur Verteilung der Prüflast auf die Reaktionsanker aus Profilstahl
- f) 1 Mobile Meßbrücke mit ca. 4 m Spannweite
- g) 1 Hydraulikpresse vom Typ Holmatro Hydraulics:  
Pressendurchmesser am Fuß = 215 mm  
Pressenhöhe bei eingefahrenem Kolben = 325 mm  
Kolbenhub max. = 130 mm  
Maximallast = 1000 kN
- h) 1 von Hand betriebene Hydraulikpumpe mit geeichtem Manometer, abgestimmt auf die Presse. Skaleneinteilung 5 kN
- i) 3 Meßuhren mit einer Skaleneinteilung von 1/100 mm

Die Herstellung, Lieferung und Montage der Positionen a) bis e) erfolgt durch \_\_\_\_\_ nach den Berechnungen und Zeichnungen des Ingenieurbüros Schirm in Hamburg.

Die Pos. f) stellt das IGB Hamburg für die Versuchsanreihe leihweise zur Verfügung.

Die Positionen g) bis i) werden von der Firma Leonhard Moll KG in Hamburg leihweise zur Verfügung gestellt. Der Einbau und das Ausrichten der Presse erfolgt durch die

Der Einbau und die Justierung der Meßuhren werden vom IGB vorgenommen.

#### 4. Versuchsdurchführung

Die Koordination der Versuchsdurchführung wird durch das Ingenieurbüro Schirm vorgenommen. Die örtliche Versuchsführung übernimmt das IGB Hamburg.

Es ist vorgesehen, die Versuchsreihe auf einer Baustelle in Hamburg-Garstedt durchzuführen.

Die Belastung ist in Laststufen von maximal 20 kN aufzubringen. Die folgende Laststufe darf erst dann aufgebracht werden, wenn die Setzungszunahme unter aufgebrachtener Last auf Werte unter 2/100 mm pro Minute abgefallen ist. Die gemessenen Versuchswerte sind während der Versuchsdurchführung in einem Lastverformungsdiagramm aufzutragen.

Nach Erreichen der vorgesehenen Gebrauchslast der Tragelemente sind diese in Stufen zu entlasten und nach einer Standzeit von 30 Minuten in Stufen bis zum Bruch, bzw. zur Höchstlast von 300 kN zu belasten. Anschließend sind die Tragelemente wieder zu entlasten und die bleibende Setzung der Tragelemente zu messen.

Nach Abschluß der Versuchsserie sind die Tragelemente auszubauen und aufzubewahren. Die Spirale ist auf plastische Verformungen hin zu untersuchen.

Die Versuchsergebnisse werden vom IGB ausgewertet und in einem Bericht zusammengefaßt.

5. Versuchsbegleitende Labor- und Feldversuche

Zur Klassifizierung des anstehenden Sandbodens sind folgende Labor- und Feldversuche erforderlich:

- 3 Rammsondierungen mit der leichten Rammsonde nach DIN 4094 bis 2 m unter Geländeoberkante.
- Entnahme von 3 ungestörten Bodenproben mit Hilfe eines Stechzylinders aus den Tiefen 0,8 m, 1,4 m und 2,0 m unter Gelände. Zu diesem Zweck sind Schürfruben in unmittelbarer Nähe der Probeelemente anzulegen.
- Ermittlung des Feuchtraum- und Trockengewichtes der anstehenden Sande.
- Durchführung eines Scherversuches zur Ermittlung der Scherparameter.

IGB Hamburg

i. A.

*Gebert*

Statische Berechnung

für den

DRILLSPOT

(Seiten 6.1 bis 6.19)

1. Vorschriften, Unterlagen

- DIN 1054 Zulässige Belastung des Baugrundes
- DIN 4017, Teil 1 Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen
- DIN 1050 Stahl im Hochbau, Berechnung und bauliche Durchbildung
- DIN 4100 Geschweißte Stahlhochbauten, Berechnung und bauliche Durchbildung
- DIN 4114 Stahl im Hochbau, Stabilitätsuntersuchungen

[1] IGB Hamburg - Gelb., August 1980  
"Beurteilung der Tragfähigkeit der Tragelemente eines neuen Gründungssystems"

[2] UCOPLAN Hamburg, Konstruktionszeichnungen

[2.1] Drillspot L = 1000 mm vom 19.9.1980

[2.2] Drillspot L = 1500 mm vom 19.9.1980

[2.3] Drillspot L = 2000 mm vom 19.9.1980

[2.4] Windaussteifung für Drillspot vom 15.9.1980

[2.5] Windaussteifung mit Drillspot vom 15.9.1980

[3] Markus, Theorie und Berechnung rotations-symmetrischer Bauwerke, Walter Verlag 1976

[4] Empfehlungen des Arbeitsausschusses Vereinfassungen, EAU 1975, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn

[5] Spundwand-Handbuch, Berechnung, Hoersch Hüttenwerke

[6] MPA Universität Stuttgart, Prüfbericht 935025 Dölstp vom 12.6.1974

[7] Produktmappe der Fo. Elicke in 4128 Leiflin - 6.2 -

## 2. Vorbemerkungen

Durch 2 Probelastungen wurde nachgewiesen, daß die vom Untergrund aufnehmbare Last rechnerisch unter Zugrundelegung der DIN 4097, Teil 4 abgeschätzt werden kann [1].

Unter Berücksichtigung einer 2-fachen Grundbruchsicherheit wird die zulässige vertikale Tragfähigkeit des Drillspets für häufig vorkommende rollige Böden in Abhängigkeit der Einbindetiefe rechnerisch ermittelt.

Die Abschätzung der durch die Windaussteifung des Drillspets [2.4, 2.5] aufnehmbaren Horizontallast erfolgt mittels Erdwiderstandsberechnungen. Die zulässige Horizontallast ergibt sich unter Berücksichtigung einer 2-fachen Sicherheit.

Abschließend werden die einzelnen Konstruktionselemente des Drillspets bemessen.

### 3. Rechnerische Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit

#### 3.1 Herleitung der Bemessungsformel

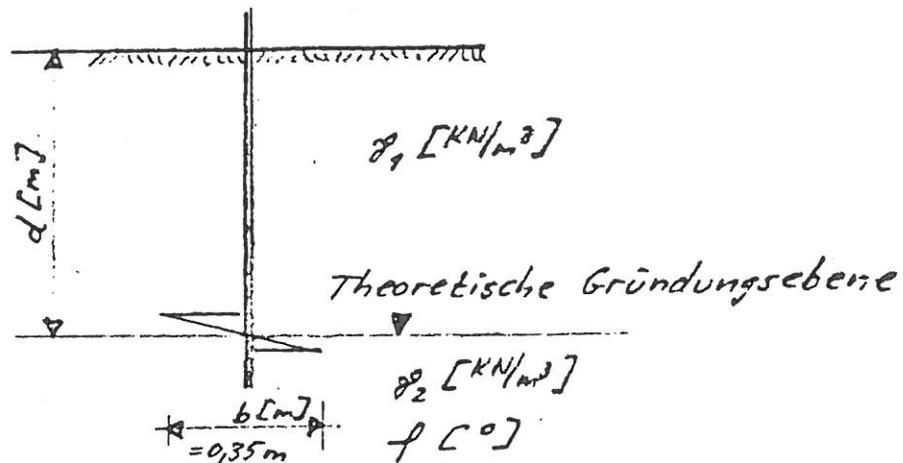


Bild 1: Berechnungsmodell

Nach DIN 4017, Teil 1, errechnet sich die Grundbrudlast zu

$$V_b = \frac{b^2 \cdot \pi}{4} (\gamma_1 \cdot d \cdot N_d \cdot v_d + \gamma_2 \cdot b \cdot N_b \cdot v_b)$$

Mit:  $b$  [m] Durchmesser des Kreisfundamentes

$\gamma_1$  [KN/m<sup>3</sup>] Raumbgewicht des Bodens oberhalb der Gründungsebene

$\gamma_2$  [KN/m<sup>3</sup>] Raumbgewicht des Bodens unterhalb der Gründungsebene

$\varphi$  [°] Reibungswinkel des Bodens unterhalb der Gründungsebene

$N_d, N_b$  Tragfähigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel  $\varphi$

$v_d, v_b$  Formbeiwerte in Abhängigkeit vom Reibungswinkel  $\varphi$  bzw. der Fundamentform

-6.4

Die Tragfähigkeitsbeiwerte lassen sich wie folgt berechnen:

$$N_d = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N_b = (N_d - 1) \cdot \tan \varphi$$

Für das Kreisfundament ergeben sich die Formbeiwerte zu:

$$v_d = 1 + \sin \varphi$$

$$v_b = 0,7 = \text{constant}$$

Die zulässige Vertikalbelastung ergibt sich unter Berücksichtigung einer 2-fachen Grundbruchsicherheit zu:

$$z_{01V} = \frac{V_b}{2}$$

### 3.2 Ermittlung der Tragfähigkeit

Die Ermittlung der Tragfähigkeit wird für folgende durch ihre Bodenkennwerte definierten Böden durchgeführt:

Boden	Raumgewicht		Reibungswinkel
	feucht $\gamma_s$	unter Auftrieb $\gamma_a$	
A	17,5	9,5	27,5°
B	18,0	10,0	30,0°
C	18,5	10,5	32,5°
D	19,0	11,0	35,0°
E	19,5	11,5	37,5°

Tabelle 1: Zusammenstellung der untersuchten Böden

In Abhängigkeit der Reibungswinkel ergeben sich folgende Tragfähigkeits- und Formbeiwerte:

Boden	Tragfähigkeitsbeiwert		Formbeiwert	
	Nd	Nb	Vd	Vb
A (27,5°)	74	7	1,46	0,7
B (30°)	18	10	1,50	0,7
C (32,5°)	25	15	1,54	0,7
D (35°)	33	23	1,57	0,7
E (37,5°)	46	34	1,61	0,7

Tabelle 2: Tragfähigkeits- und Formbeiwerte

Da die Höhenlage des Grundwasserspiegels die Tragfähigkeit wesentlich beeinflusst, wird die Ermittlung der Tragfähigkeit für 2 Grundwasserspiegellagen durchgeführt.

### 3.2.1 Grundwasserstand in Gründungstiefe

Bedingt durch die Höhenlage des Grundwasserspiegels steht der Boden unterhalb der theoretischen Gründungsebene unter Auftrieb.

Boden	Gründungstiefe d [m]						
	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
A (27,5°)	14,5	18,0	21,4	24,9	28,3	31,8	35,2
B (30°)	19,9	24,6	29,2	33,9	38,6	43,3	47,9
C (32,5°)	29,3	36,1	43,0	49,8	56,7	63,5	70,4
D (35°)	40,9	50,3	59,8	69,3	78,7	88,2	97,7
E (37,5°)	60,2	74,1	88,0	101,9	115,8	129,7	143,6

Tabelle 3: Zulässige Vertikalbelastung [kN], Grundwasserstand in Gründungstiefe

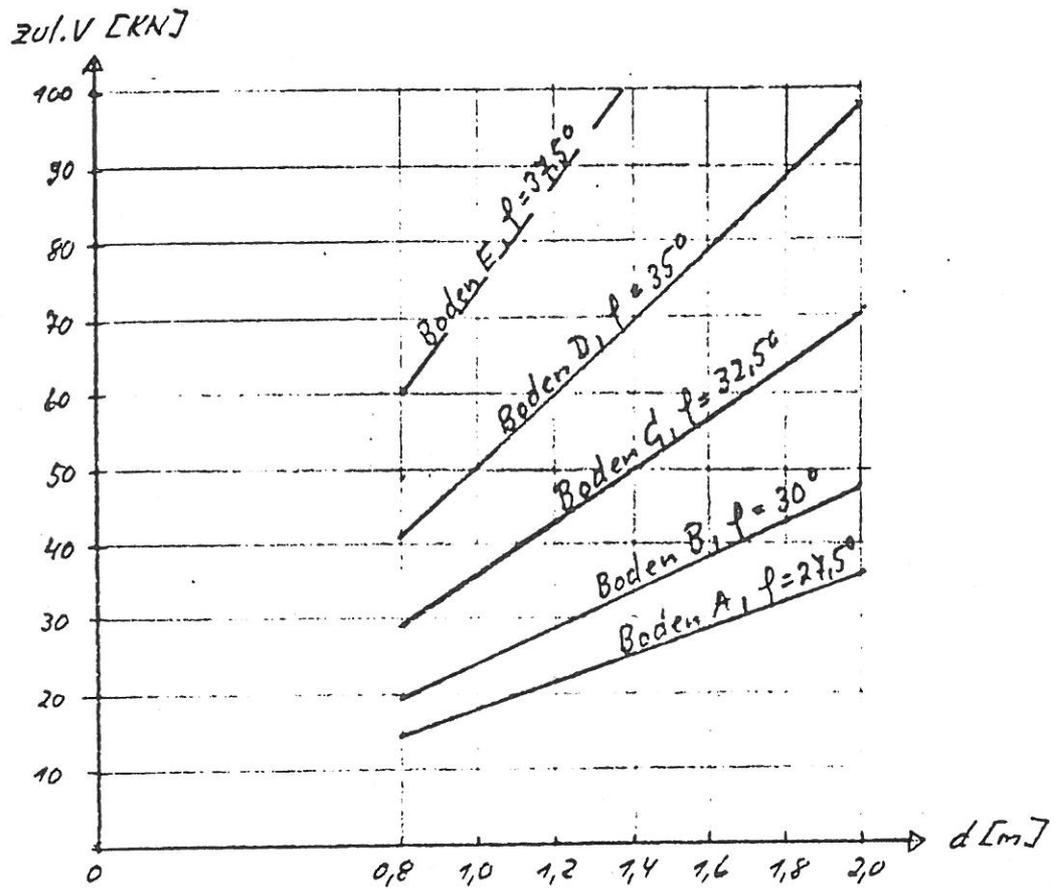


Bild 2: Zulässige Vertikalbelastung [kN], Grundwasserstand in Gründungstiefe

### 3.2.2 Grundwasserstand in Geländeoberkante

Durch die Höhenlage des Grundwasserstandes steigt der Boden unter- und oberhalb der Gründungstiefe unter Auftrieb.

Boden	Gründungstiefe $d$ [m]						
	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
A (27,5°)	8,3	10,7	12,0	13,9	15,7	17,6	19,5
B (30°)	11,6	14,2	16,8	19,4	22,0	24,6	27,2
C (32,5°)	17,4	21,3	25,2	29,1	33,0	36,9	40,7
D (35°)	24,5	30,4	35,9	41,4	46,8	52,3	57,8
E (37,5°)	37,4	45,6	53,8	62,0	70,2	78,4	86,6

Tabelle 4: Zulässige Vertikalbelastung [kN], Grundwasserstand in Geländeoberkante

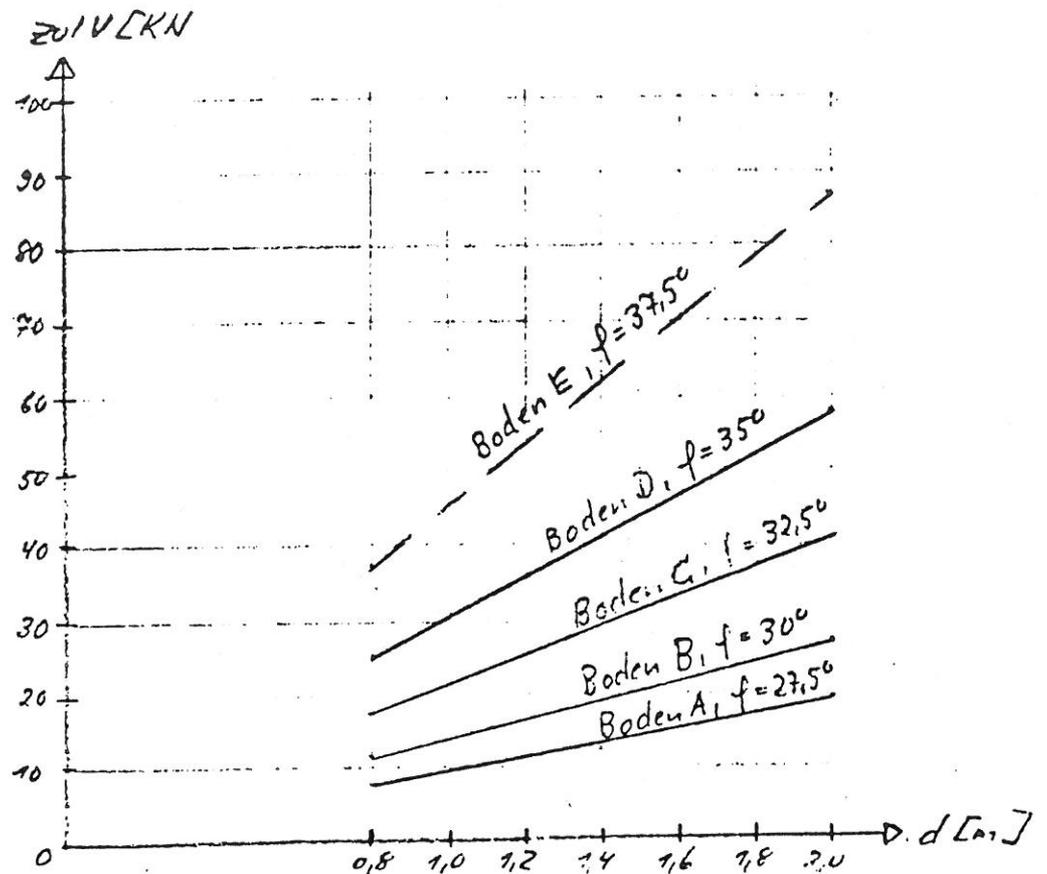


Bild 3: Zulässige Vertikalbelastung [kN], Grundwasserstand in Geländeoberkante

#### 4. Rechnerische Ermittlung der horizontalen Tragfähigkeit

Die Windaussteifung des Drillspots wird nach dem Einbau der Drillspots mittels einer Einschraubhilfe in den Untergrund gedrückt.

Die beim Einbau geweckte Mantelreibung muß über die Kopfmutter eingetragen werden.

Die Mantelfläche der Windaussteifung beträgt:

$$A_M = 0,5 \cdot 4 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ m}^2$$

Ausgehend von einer geweckten Mantelreibung von

$$g_{rm} = 35 \text{ KN/m}^2$$

muß beim Niederbringen der Windaussteifung folgende Zugkraft in den Drillspot eingeleitet werden.

$$Z = 1,0 \cdot 35 = \underline{\underline{35 \text{ KN}}}$$

Nachfolgend wird das horizontale Tragvermögen der Windaussteifung des Drillspots rechnerisch abgeschätzt. Die Lastabtragung erfolgt durch teilweises Aktivieren des Erdwiderstandes.

Um die horizontalen Verformungen gering zu halten, wird nur der halbe maximal mögliche Erdwiderstand berücksichtigt.

4.1 Herleitung der Bemessungsformel

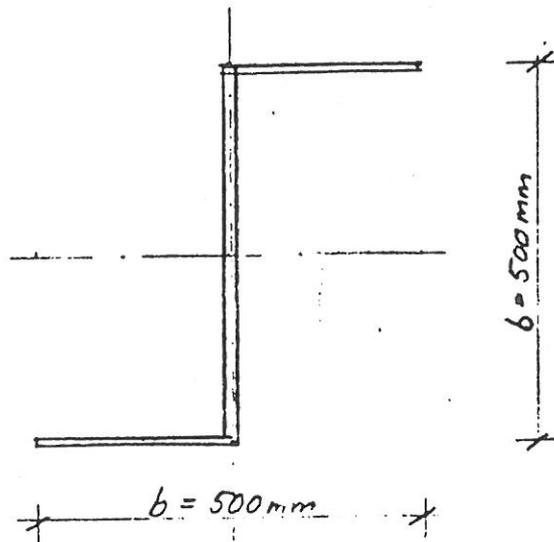


Bild 4: Draufsicht Windaussteifung

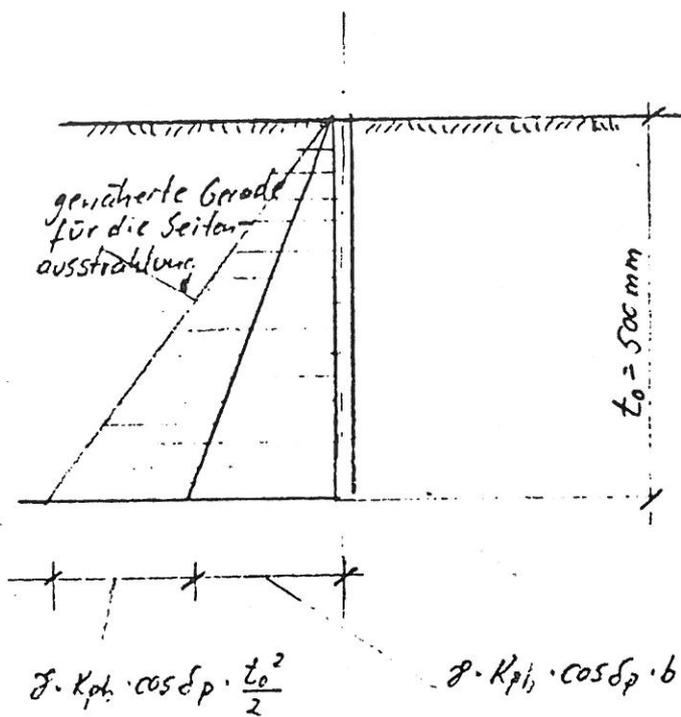


Bild 5: Erdwiderstandsverteilung gemäß [4]

Die in Bild 5 dargestellte Verteilung des Erdwiderstandes läßt sich wie folgt zusammenfassen:

$$E_{ph} = \gamma \cdot K_{ph} \cdot \cos \delta_p \cdot t_0 \left( b + \frac{t_0}{2} \right)$$

Unter Berücksichtigung dieser Erdwiderstandsverteilung berechnet sich der gesamte Erdwiderstand zu:

$$E_{ph} = e_{ph} \cdot \frac{t_0}{2}$$

$$E_{ph} = \frac{\gamma \cdot K_{ph} \cdot \cos \delta_p \cdot t_0^2}{2} \left( b + \frac{t_0}{2} \right)$$

$$\text{mit } t_0 = 0,5 \text{ m} \\ b = 0,5 \text{ m}$$

$$E_{ph} = 0,09375 \cdot \gamma \cdot K_{ph} \cdot \cos \delta_p$$

Bei Berücksichtigung einer 2-fachen Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderstandes:

$$\text{zul. } H = 0,0469 \cdot \gamma \cdot K_{ph} \cdot \cos \delta_p \quad [\text{KN}]$$

$\gamma$  [ $\text{KN/m}^3$ ] Raumbewicht im Bereich des Erdwiderstandskeiles

$K_{ph}$  [-] Erdwiderstandsbeiwert

$\delta_p$  [ $^\circ$ ] Wandreibungswinkel  $\delta_p = -\frac{2}{3} \varphi$

### 4.2 Ermittlung der Tragfähigkeit

Die horizontale Tragfähigkeit wird wesentlich von der Lage des Grundwasserspiegels beeinflusst.

#### 4.2.1 Grundwasserstand in Unterkante Windaussteifung

Boden	$\varphi [^\circ]$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi [^\circ]$	$\gamma [KN/m^3]$	$K_{ph} [-]$	Zul.H [KN]
A	27,5	-18,33	17,5	4,70	3,66
B	30,0	-20,00	18,0	5,74	4,55
C	32,5	-21,67	18,5	7,15	5,77
D	35,0	-23,33	19,0	9,15	7,49
E	37,5	-25,00	19,5	9,34	7,74

Tabelle 5: Zulässige Horizontalbelastung [KN] der Windaussteifung, Grundwasser in Unterkante Windaussteifung

#### 4.2.2 Grundwasserstand in Oberkante Gelände

Boden	$\varphi [^\circ]$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi [^\circ]$	$\gamma [KN/m^3]$	$K_{ph} [-]$	Zul.H [KN]
A	27,5	-18,33	9,5	4,70	1,99
B	30,0	-20,00	10,0	5,74	2,53
C	32,5	-21,67	10,5	7,15	3,27
D	35,0	-23,33	11,0	9,15	4,33
E	37,5	-25,00	11,5	9,34	4,57

Tabelle 6: Zulässige Horizontalbelastung [KN] der Windaussteifung, Grundwasser in Oberkante Windaussteifung

5. Statischer Nachweis des Drillspots

Die einzelnen Konstruktionselemente werden so ausgelegt, daß der Drillspot mindestens die zulässigen Vertikallasten gemäß Bild 2 für den Boden  $D$  in den Untergrund leiten kann.

Gemäß [2.1, 2.2 und 2.3] beträgt die maximale Einbindelänge des Drillspots

$$d_{max} = L - 200 \text{ [mm]}$$

Somit ergeben sie die Maximalkräfte zu:

Drillspot	$d_{max}$	zul. V für Boden $D$
$L = 9600 \text{ mm}$	80 cm	49 kN
$L = 15000 \text{ mm}$	130 cm	65 kN
$L = 20000 \text{ mm}$	180 cm	88 kN

Tabelle 7: Bemessungskräfte für den statischen Nachweis des Drillspots

Bei Eindrücken der Windaussteifung wird der Drillspot mit einer Zugkraft von

$$Z \approx 35 \text{ kN}$$

belastet.

5.1 Kopfmutter

gewählt: Kopfmutter M 24, Güte 8.8  
 umlaufende Schweißnaht  $a = 3,5 \text{ mm}$

L. = 4000 mm

L. = 1500 mm

L. = 2000 mm

$$Z_{01V} = 0,8 \cdot 127 = \underline{\underline{102 \text{ KN} > 88 \text{ KN}}}$$

$$\text{Schweißnahtlänge } l_w = 6 \cdot 18 = 108 \text{ mm}$$

$$\text{Schweißnahtfläche } A_w = 3,5 \cdot 108 = 378 \text{ mm}^2$$

Die Zuckkraft  $Z = 35 \text{ KN}$  wird über die Schweißnaht angeschlossen.

$$\max \sigma_{wz} = \frac{35000}{378} = \underline{\underline{92,5 \text{ N/mm}^2 < 165 \text{ N/mm}^2}}$$

LF. "H2", da nur beim  
Einschrauben vorhanden

Die Druckkraft wird durch Kontakt übertragen

Für den Drillspat L. = 2000 mm muß zusätzlich eine Scheibe aufgelegt und konstruktiv verschweißt werden.

gewählt: Scheibe  $\varnothing 60 \text{ mm}$ ,  $t = 6 \text{ mm}$   
 aufgedrückt  $d = 25 \text{ mm}$   
 konstruktiv St. 37, Schweißnaht  $a = 3 \text{ mm}$   
 umlaufend

L. = 2000 mm

5.2 Schaftrohr

Im eingehauten Zustand ist der Drillspot oben und unten unverschieblich gelagert.

$\Rightarrow$  freie Länge = Knicklänge  $s_K$

Die Knicklänge ergibt sich zu:

$$s_K = L - 80 \quad [\text{cm}]$$

gewählt: Rohr 515, St. 37  $L_1 = 1000 \text{ mm}$   
 $L_2 = 1500 \text{ mm}$

$$A_s = 7,23 \text{ cm}^2 \quad i = 1,64 \text{ cm}$$

$$\underline{L_1 = 1000 \text{ mm}} \Rightarrow s_K = 100 - 8 = 92 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{92}{1,64} = 56 \Rightarrow \omega = 1,16$$

$$\sigma_\omega = \frac{1,16 \cdot 49}{7,23} = \underline{\underline{6,6 \text{ kN/cm}^2}} < \underline{\underline{14 \text{ kN/cm}^2}}$$

$$\max V = \frac{14 \cdot 7,23}{1,16} = \underline{\underline{87 \text{ kN}}}$$

$$\underline{L_2 = 1500 \text{ mm}} \Rightarrow s_K = 150 - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{142}{1,64} = 87 \Rightarrow \omega = 1,48$$

$$\sigma_\omega = \frac{1,48 \cdot 65}{7,23} = \underline{\underline{13,3 \text{ kN/cm}^2}} < \underline{\underline{14 \text{ kN/cm}^2}}$$

$$\max V = \frac{14 \cdot 7,23}{1,48} = \underline{\underline{68 \text{ kN}}}$$

gewählt: Rohr 60,3/6,3 ; St 37 L = 2000 mm

$A = 10,7 \text{ cm}^2$   $i = 1,92 \text{ cm}$

$L = 2000 \text{ mm} \Rightarrow S_K = 200 - 8 = 192 \text{ cm}$

$\lambda = \frac{192}{1,92} = 100 \Rightarrow \omega = 1,70$

$\sigma_{\omega} = \frac{1,70 \cdot 88}{10,7} = 13,98 \text{ KN/cm}^2 < 14 \text{ KN/cm}^2$

5.3 Fußspirale

Die Fußspirale wird beidseitig umlaufend mit dem Schaftrohr verschweißt. Die Fußspirale soll eingängig mit einer Gesamtsteigung von 10 cm ausgeführt werden.

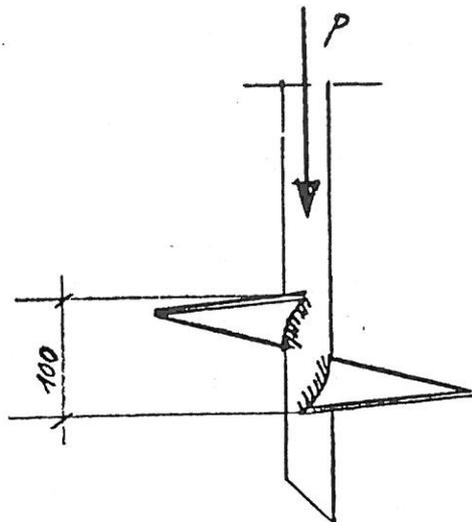
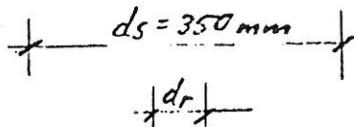


Bild 6: Fußspirale, Abmessungen, Verteilung der Bodenpressungen



$p_0 = \frac{3 \cdot P \cdot 4}{d_s^2 \cdot \pi}$

- 6.16 -

Durch die umlaufende Verschweißung können die Schnittgrößen nach [3] für eine Kreisplatte ermittelt werden.

Unter der Annahme einer kegelförmigen Spannungsverteilung unter der Fußspirale ergibt sich das maximale Radialmoment  $M_r$  zu:

$$M_r = \frac{-P}{240 \cdot \pi} [49 + 29 \cdot \mu + 60(1 + \mu) \cdot \ln \beta]$$

$P$  [KN]    Angreifende Vertikallast

$\mu$  [-]    Querdehnzahl, für Stahl  $\mu = 0,3$

$\beta$  [-]     $\beta = \frac{dr}{ds}$

⇒ Die Momente sind nicht vom Radius der Fußplatte abhängig sondern vom Verhältnis Schaftdurchmesser/Spiralendurchmesser.

Da das räumliche Tragverhalten einer eingängigen Spirale nur schwer mathematisch zu beschreiben ist, wird auf bereits durchgeführte Druck- und Zugversuche zurückgegriffen und durch Vergleichsrechnungen die erforderliche Materialstärke der Fußspirale ermittelt.

Alle Fußspiralen werden in St. 52 ausgeführt:

Zul. P.	t	ds	dr	$\beta = dr/ds$	Mr	Literatur
KN	mm	mm	mm	-	KNm/mm	
90 <sup>*</sup> )	5	200	30	0,150	15,3	[6]
82 <sup>**)</sup>	8	350	51	0,146	14,2	[7]
200	10	350	50	0,143	35,0	[7] Kat-Nr.: 1-326
100	8	250	30	0,120	19,3	[7] Kat-Nr.: 1-746
80	6	200	30	0,150	13,6	[7] Kat-Nr.: 1-753

\*<sup>)</sup> Kleinste Bruchlast = 179,4 KN,  $\nu = 2,0$

\*\*<sup>)</sup> Aufgebrachte Last = 140 KN; die Fußspirale zeigte keinerlei Verformungen oder Risse  
 $\Rightarrow$  Fließgrenze wurde nicht erreicht  $\Rightarrow \nu = 1,71$

Tabelle 8: Zusammenstellung von vergleichbaren Fußspiralen und deren zulässigen Belastungen

Die Radialmomente für die zu untersuchenden Drillspots ergeben sich zu:

Drillspot	Zul. P.	ds	dr	$\beta = dr/ds$	Mr
-	KN	mm	mm	-	KNm/mm
L. = 1000 mm	41	350	51	0,146	7,1
L. = 1500 mm	65	350	51	0,146	11,2
L. = 2000 mm	88	350	60,3	0,172	13,7

Tabelle 9: Zusammenstellung der Radialmomente unter der zulässigen Belastung der Drillspots

⇒ gewählt: Fußspirale  $\varnothing 350$  mm, St. 52  
 Drillspot  $L = 1000$  mm,  $t = 6$  mm  
 $L = 1500$  mm,  $t = 6$  mm  
 $L = 2000$  mm,  $t = 8$  mm

$$M_F = 7,1 < 13,6 \text{ KNm/m}$$

$$= 11,2 < 13,6 \text{ KNm/m}$$

$$= 13,7 < 14,2 \text{ KNm/m}$$

Nachweis der Schweißnaht

gewählt: Drillspot  $L = 1000$  mm,  $\Delta a = 3,5$  mm  
 $L = 1500$  mm,  $\Delta a = 3,5$  mm  
 $L = 2000$  mm,  $\Delta a = 4$  mm

$$= 0,7 \cdot 5 = 3,5 \text{ mm}$$

$$= 0,7 \cdot 5 = 3,5 \text{ mm}$$

$$< 0,7 \cdot 6,3 = 4,4 \text{ mm}$$

$L = 1000$  mm:  $U = 51,7\pi = 160$  mm

$L = 1500$  mm ⇒  $A_W = 160 \cdot 2 \cdot 3,5 = 1120 \text{ mm}^2$

$$\sigma_W = \frac{65000}{1120} = 58 \text{ N/mm}^2 < \underline{\underline{135 \text{ N/mm}^2}}$$

$L = 2000$  mm:  $U = 60,3\pi = 189$  mm

⇒  $A_W = 189 \cdot 2 \cdot 4 = 1512 \text{ mm}^2$

$$\sigma_W = \frac{88000}{1512} = 58 \text{ N/mm}^2 < \underline{\underline{135 \text{ N/mm}^2}}$$

5.4 Windaussteifung

maximale Horizontalbelastung

$$\max H = 7,74 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Flächenlast} = W = \frac{7,74}{0,5} = 15,5 \text{ KN/m}$$

$$\max M = \frac{15,5 \cdot 0,25^2}{2} = \underline{\underline{0,484 \text{ KNm}}}$$

gewählt: 
 $\square$   $t = 5 \text{ mm}$ , St 52  
 Schweißnaht  $a = 3,5$

$$W = \frac{0,5^2 \cdot 50}{6} = 2,08 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{48,4}{2,08} = \underline{\underline{23,3 \text{ KN/cm}^2}} < 24 \text{ KN/cm}^2$$

—————  
 Aufgestellt: Hamburg, d. 4.11.1980