

Fundamente

1. Einleitung

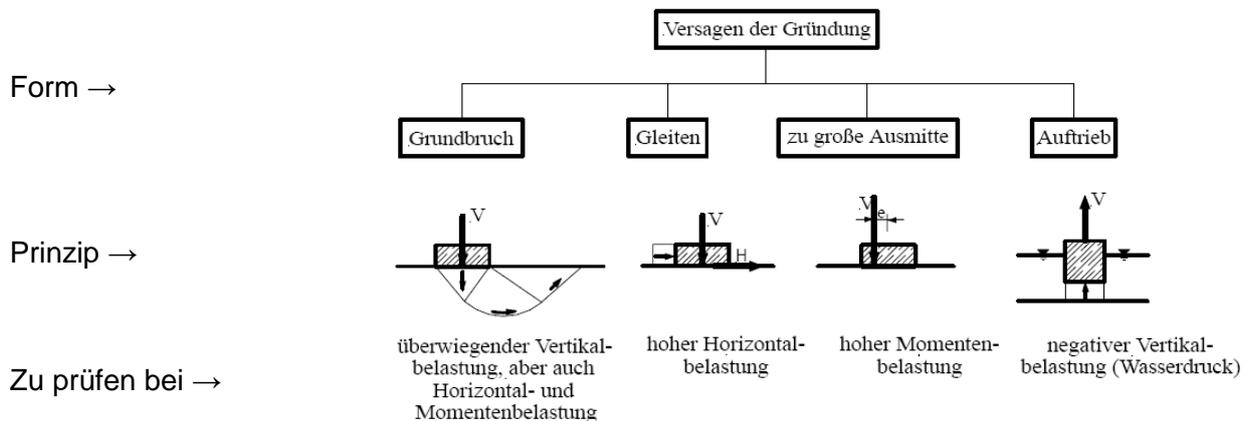
Fundamente (oder allgemeiner Gründungen) sollen die vorhandenen Bauwerkslasten sicher in den Baugrund übertragen. Deswegen sind üblicherweise 2 Nachweise zu führen:

- **Nachweis der Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit des Fundamentes**
- **Nachweis der Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit des Bodens**

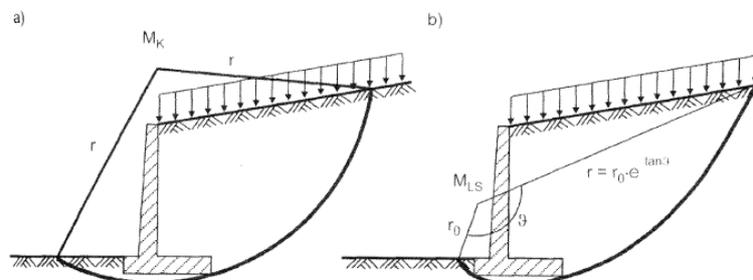
Da die Tragfähigkeit des Baugrundes oft nur schwer eingeschätzt werden kann, sollte bei geringstem Zweifel, insbes. bei komplizierten Bauvorhaben, ein Baugrundsachverständiger eingeschaltet werden. Dieser wird dann ein Bodengutachten erstellen, in dem im Regelfall folgende Angaben enthalten sind:

- zulässige maximale Bodenpressung
- zu erwartende Setzungen
- evtl. zu erwartende Grundwasserstände
- evtl. durchzuführende Sicherungsmaßnahmen für die Baugrube
- usw.

Nachweise der Tragfähigkeit:



zusätzlich Gesamtstandsicherheit:



Nachweise der Gebrauchstauglichkeit:

Setzungen, Schiefstellungen, klaffende Fuge

1.1 Gründungsarten

Je nach vorliegendem Baugrund werden unterschiedliche Gründungsarten angewendet:

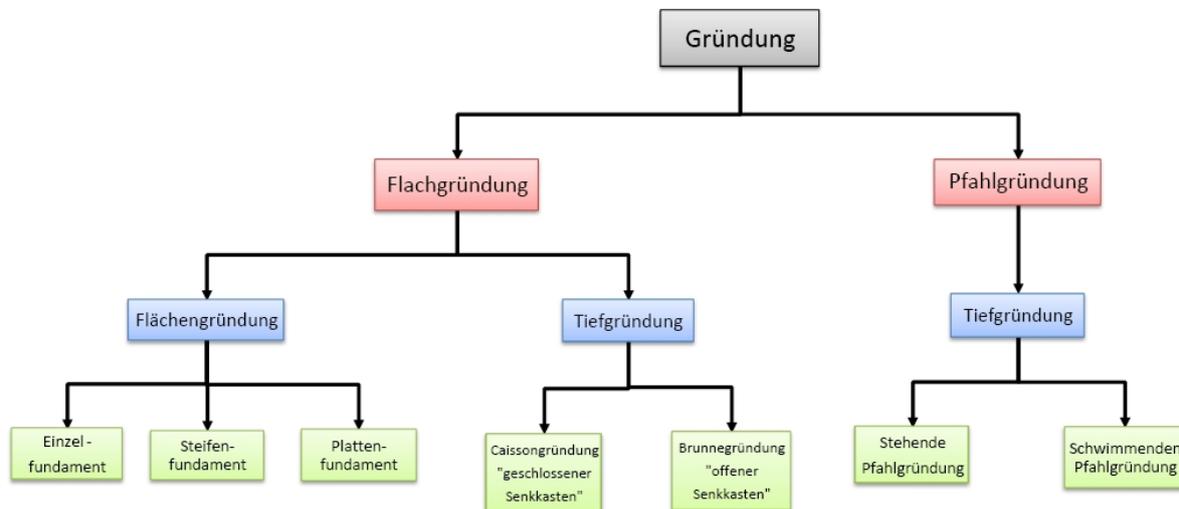


Bild: Gründungsarten

Wenn der Baugrund dicht gelagert und tragfähig ist, dann werden im Normalfall sog. **Flachgründungen** ausgeführt:

| | |
|-------------------|---|
| Einzelfundament | Für die Abtragung von konzentrierten Einzellasten, z.B. aus Stützen. |
| Streifenfundament | Abtragung von Linienlasten aus Wänden |
| Plattengründung | Abtragung von Einzellasten aus eng zusammenstehenden Stützen (Stützenreihe) = elastisch gebetteter Balken |
| | Bessere Verteilung von Einzel- oder Linienlasten bei schlechtem Baugrund. |
| | Ausbildung von wasserdichten Kellern wegen Grundwasser. |

Bei sehr schlechtem Baugrund und/oder sehr hohen Gebäudelasten werden häufig sog. **Tiefgründungen** ausgeführt:

| | |
|-------------------------------|--|
| Pfahlgründung | Abtragung hoher Lasten über Reibung und Spitzendruck in tiefer liegenden tragfähigen Baugrund. |
| Schlitzwände | |
| Brunnengründungen, Senkkästen | |

1.2 Tragverhalten

Im folgenden Bild soll das Tragverhalten von Gründungen am Beispiel eines Fundamentes dargestellt werden. Wie unschwer zu erkennen ist, hängt die Belastung des Fundamentes maßgeblich vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Bauteil und Baugrund ab:

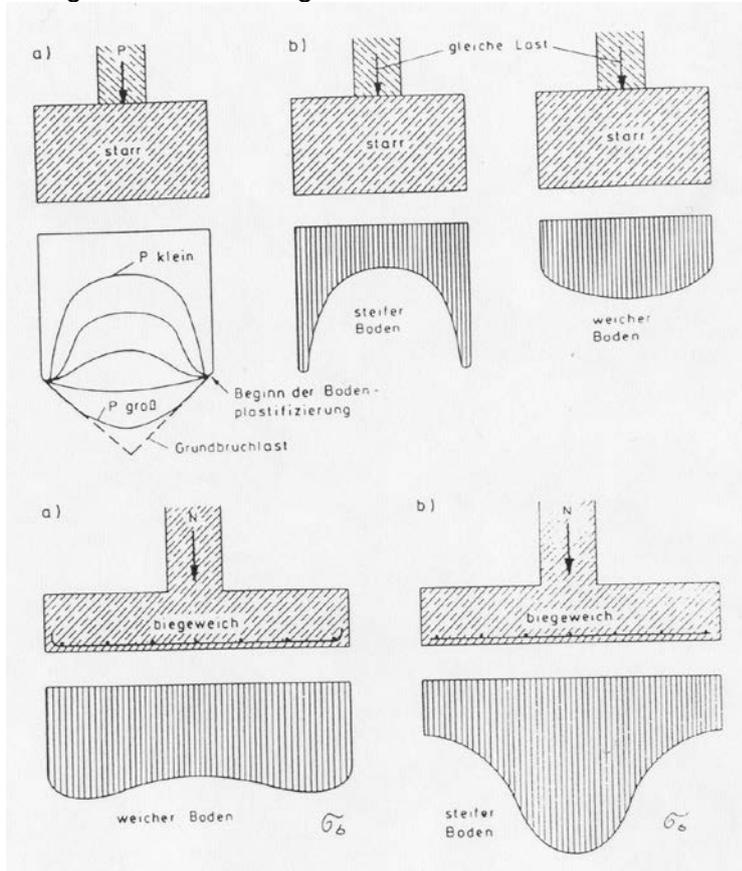


Bild: Spannungsverteilung im Boden bei unterschiedlichen Steifigkeiten von Bauteil/Boden

Folgende Beobachtungen können gemacht werden:

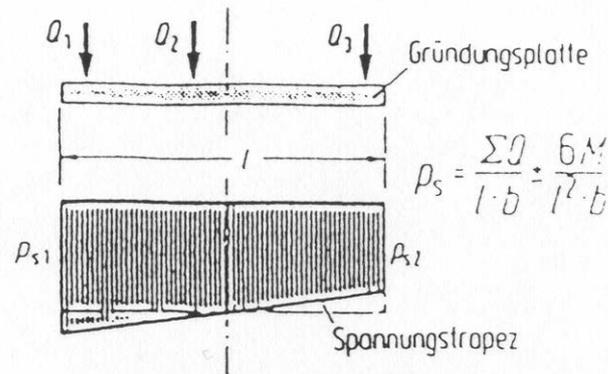
- Je näher die Belastung des Bodens an die Grundbruchlast herankommt, desto mehr verlagern sich die Spannungen zur Mitte hin.
- Bei sehr steifem Boden und starrem Fundament erhält man die theoretische Lösung der Bodenspannungen nach Boussinesq. Die theoretischen Spannungsspitzen am Rand können vom Boden nicht aufgenommen werden. Durch Plastifizierung und Scherverformung kommt es zu einer Spannungsumlagerung in Richtung Fundamentmitte.
- Bei einem weichen Boden und starrem Fundament tritt der genannte Effekt früher auf, so dass die Spannungen in der Mitte im Normalfall höher sind als am Fundamentrand.
- Bei biegeweichen Fundamenten und weichem Baugrund ergibt sich eine relativ gleichmäßige Verteilung der Bodenpressung.
- Je steifer der Boden wird, desto mehr konzentrieren sich die Bodenspannungen in der Mitte des biegeweichen Fundaments.

1.3 Rechenverfahren

Für die Bemessung der Gründungsbauteile stehen mehrere Rechenverfahren zur Verfügung:

Spannungstrapez-Verfahren (STV):

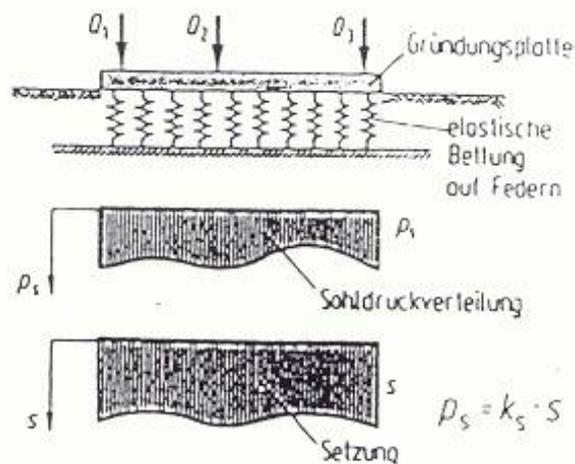
Die Bodenspannungen werden vereinfacht als Trapez angenommen (linear), das mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen ermittelt wird. Hierbei wird das **Fundament als starr** angenommen.



Bettungsmodul-Verfahren (BV):

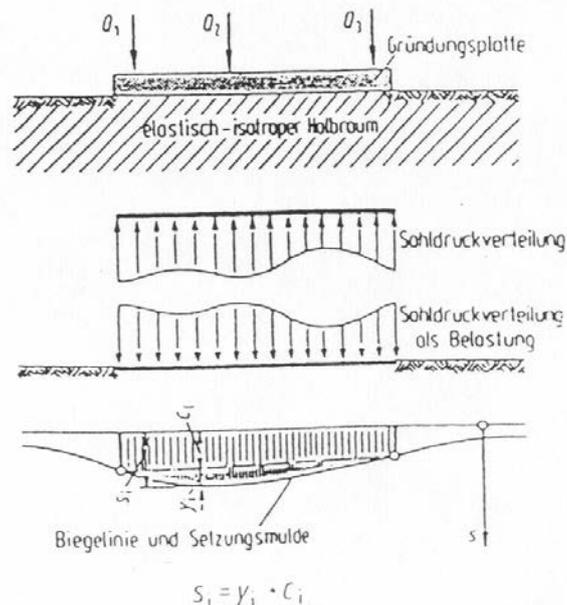
Der Boden wird durch **voneinander unabhängige Federn** simuliert. Dies kann sowohl für Balken (elastisch gebetteter Balken) als auch für Platten (elastisch gebettete Platte) gemacht werden. Die Berechnung erfolgt heute ausschließlich mit Hilfe von Programmen (meist FEM-Programme). Der Vorteil liegt darin, dass sowohl die Steifigkeit des Bodens wie auch die Steifigkeit des Bauteils in die Berechnung einfließen.

Bsp: Bettungsmodul für Sand, eng gestuft: $k_s = 40-60 \text{ MN/m}^3$



Steifemodul-Verfahren (SV):

Der Baugrund wird als elastischer Halbraum abgebildet, gekennzeichnet durch den Steifemodul E_s . Dadurch werden **benachbarte Bereich zusätzlich miteinander gekoppelt**, wodurch der neben dem Bauteil liegende Boden mit in die Berechnung eingehen kann, was im Gegensatz zum BV wesentlich realistischer ist. Allerdings ist der Rechenaufwand noch wesentlich höher als beim BV, da die endgültigen Verformungen (Setzungsmulde) nur iterativ ermittelt werden kann. Nicht jedes FEM-Programm kann das.

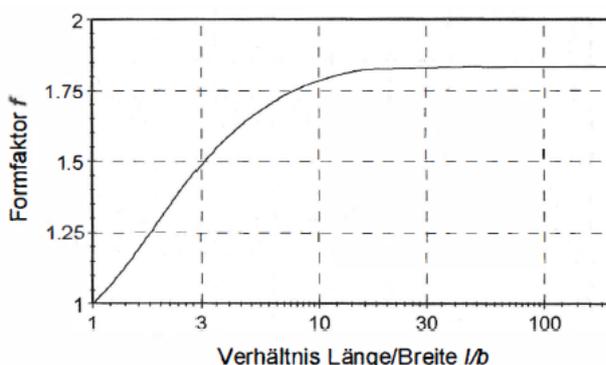


Hinweis: Um beim BV ein Mittragen des neben dem Bauteil liegenden Bodens zu berücksichtigen, kann bei Bodenplatten im Randbereich (ca. 1 m) der Bettungsmodul näherungsweise verdoppelt werden.

Der mittlere Bettungsmodul ergibt sich aus der mittleren Sohlpressung und der Setzung im kennzeichnenden Punkt: $k_s = \frac{\sigma_0}{s}$

Näherungsweise Zusammenhang zw. Bettungsmodul k_s und Steifemodul E_s : $k_s = \frac{E_s}{f_b \cdot b}$

f_b = Formfaktor für die Fundamentabmessung gemäß folgender Grafik:



1.4 Sicherheitskonzept

Das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte wurde inzwischen auch für die Geotechnik realisiert, d.h. Einwirkungen und Widerstände sind je nach Bemessungssituation (BS-P, BS-T, BS-A, BS-E) mit bestimmten Teilsicherheitsbeiwerten zu erhöhen/erniedrigen. Die Nachweise sind grundsätzlich für den **Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)** und den **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)** zu führen.

EQU: (equilibrium) Gleichgewichtsverlust des als Starrkörper angenommenen Tragwerks oder des Baugrunds, Festigkeiten des Baugrunds oder der Baustoffe sind nicht entscheidend. Es wird damit Kippen und Abheben erfasst (bisher GZ 1A).

STR: (structural) Versagen oder sehr große Verformungen des Tragwerks, einschließlich Fundamente, Pfähle, usw., Festigkeiten der Baustoffe sind für den Widerstand entscheidend. Ermittlung der Schnittgrößen und Nachweis der inneren Abmessungen (bisher GZ 1B).

GEO: (geotechnical) Versagen oder sehr große Verformungen, Festigkeiten des Baugrunds sind für den Widerstand entscheidend. Unterschieden wird in den Nachweis der äußeren Abmessungen (bisher GZ 1B, jetzt GEO-2) und Nachweis der Gesamtstandsicherheit (bisher GZ 1C, jetzt GEO-3).

UPL: (uplift) Gleichgewichtsverlust von Bauwerk oder Baugrund infolge von Wasserdruck oder anderer Vertikalkräfte. Aufschwimmen (bisher GZ 1A).

HYD: (hydraulic) Versagen durch Strömungsgradienten, hydraulischer Grundbruch, innere Erosion, Piping (bisher GZ 1A).

Wichtig: Die **Widerstände** (z.B. passiver Erddruck) und die **Einwirkungen** (z.B. Spannungen) werden **vorab mit charakteristischen Werten** ermittelt. Erst dann werden die Bemessungswerte ermittelt, um die Grenzzustandsbedingung zu überprüfen.

In einfachen Regelfällen wie z.B. für Einzel- und Streifenfundamente darf mit zulässigen Sohldrücken gearbeitet werden, wie sie in Abhängigkeit vom Baugrund (Grundbruchsicherheit, zulässigen Setzungen) angegeben sind. Hierbei sind die Sicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite schon eingearbeitet.

BS-P: „ständige Bemessungssituation“, für den **Endzustand** maßgebend für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen des Tragwerks.

BS-T: „vorübergehende Bemessungssituation“ für den Nachweis von **Bauzuständen**.

BS-A: „außergewöhnlichen Bemessungssituation“.

BS-E: „Bemessungssituation Erdbeben“.

Hinweis: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände können z.B. den Schneider-Bautabellen entnommen werden.

1.5 Bodenmechanische Nachweise für Flachgründungen

Die Mindestanforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen richten sich nach den **Geotechnischen Kategorien (GK 1 bis GK 3)** entsprechend EC 7-1 und EC 7-2.

Folgende Nachweise sind üblicherweise nach EC 7-1 zu führen:

Nachweis der Tragfähigkeit (ULS)

- Grundbruch (GEO-2)
- Kippen (EQU)
- Gleiten (GEO-2)

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- Nachweis der Fundamentverdrehung und Begrenzung der klaffenden Fuge
- Nachweis der Horizontalverschiebungen in der Sohle
- Nachweis der Setzungen/Setzungsdifferenzen

Für den Nachweis des Bodens sind logischerweise die Schnittgrößen an der Schnittstelle Bauteil – Boden (Sohlzuge) zu berechnen!

In **einfachen Regelfällen** darf bei Flachgründungen ein Vergleich des einwirkenden Sohldrucks $\sigma_{E,d}$ mit dem Sohldruckwiderstand $\sigma_{R,d}$ als **Ersatz für die Nachweise Grundbruch und Gleiten sowie der Gebrauchstauglichkeit** geführt werden. Eine ausreichende Sicherheit ist vorhanden, wenn gilt: $\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d}$

Wenn ein **einfacher Fall** vorliegt, dann müssen die folgenden **Bedingungen** eingehalten sein, um die bodenmechanischen Nachweise zu erfüllen:

- Geländeoberfläche und Schichtgrenzen verlaufen in etwa waagrecht.
- Der Baugrund weist bis in eine Tiefe von $z = 2b \geq 2m$ ausreichende Festigkeit auf.
- Der beanspruchte Baugrund wird nicht wesentlich durch benachbarte Bauwerke belastet.
- Das Fundament wird nicht überwiegend dynamisch belastet.
- In bindigen Böden darf kein nennenswerter Porenwasserüberdruck entstehen.
- Für die Neigung der Resultierenden aus den charakteristischen Lasten in der Sohlzuge gilt: $\tan \delta_E = H_k / V_k \leq 0,2$
- Die zulässige Lage der Sohldruckresultierenden aus charakteristischen Lasten ist eingehalten. Der **Kippnachweis** ist erfüllt.
- Für die Ermittlung des aufnehmbaren Sohldrucks ist die kleinste vorhandene Einbindetiefe d maßgebend. Bei $d > 2m$ auf allen Seiten der Gründung darf $\sigma_{R,d}$ um $1,4 \cdot (d-2m) \cdot \gamma_{\text{Boden}}$ erhöht werden.

Genauerer siehe Schneider Bautabellen.

1.5.1 Nachweis auf Grundbruch und Setzungsunterschiede

Die Nachweise entsprechend den Grenzzuständen GEO-2 und SLS sind relativ aufwändig und werden deshalb nur in den o.g. Regelfällen geführt. Für **einfache Fälle** darf z.B. für **nichtbindigen Baugrund** mit den folgenden Bodenpressungen $\sigma_{R,d}$ gerechnet werden:

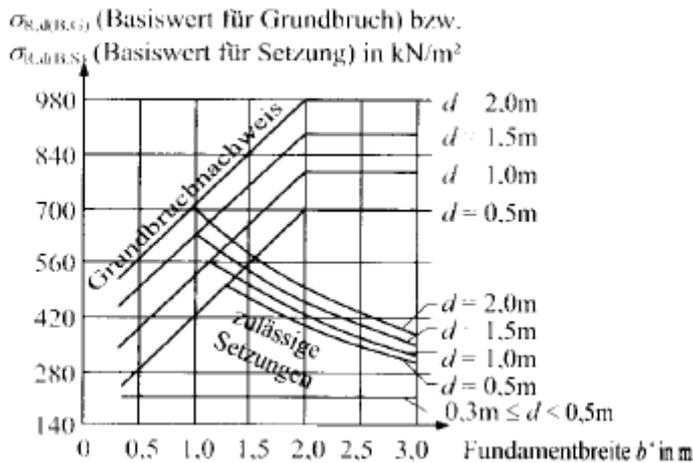


Bild: Sohlwiderstände $\sigma_{R,d}$ für nichtbindigen Boden

Die oben angegebenen Sohlrücke müssen/dürfen unter bestimmten Umständen erhöht/vermindert werden (vgl. Schneider Bautabellen):

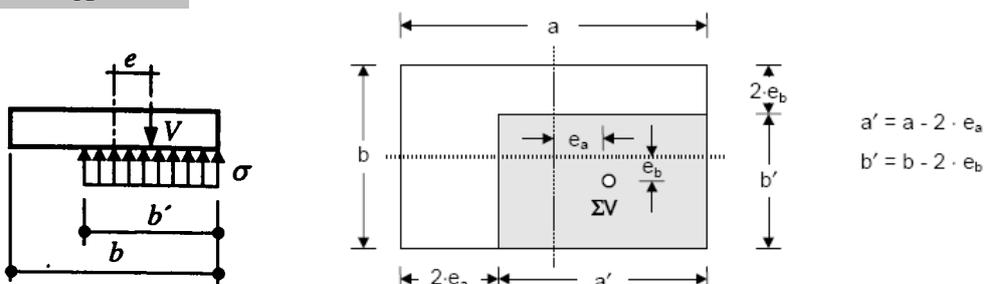
- Verminderung in Abhängigkeit der Lage des Grundwasserspiegels
- Erhöhung in Abhängigkeit von best. Fundamentbreiten und Einbindetiefen
- Verminderung bei nicht lotrechtem Angriff der Resultierenden in der Sohlfuge
- Erhöhung bei großen Einbindetiefen

Ähnliche vereinfachte Regelungen gibt es für bindigen Boden (vgl. Schneider Bautabellen).

Der Grundbruch/Setzungsnachweis vereinfacht sich somit drastisch: Die vorhandene Spannung wird hierbei mit **Designlasten nach Theorie I. Ordnung** berechnet und zusätzlich als konstant angenommen. Allerdings darf dann bei ausmittigem Lastangriff für den Nachweis nur die **rechnerische Ersatzfläche A'** angesetzt werden.

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{V_d}{A'} \leq \sigma_{\text{zul}}$$

$$A' = (a - 2 \cdot e_a) \cdot (b - 2 \cdot e_b)$$



1.5.2 Nachweis auf Kippen (ULS), Begrenzung der klaffenden Fuge (SLS)

Bei stark exzentrischer Beanspruchung ist eine ausreichende Kippsicherheit für den **Grenzzustand der Tragfähigkeit** nachzuweisen (EQU, ULS). Der Nachweis erfolgt durch Vergleich von destabilisierenden und stabilisierenden Einwirkungen für eine fiktive Kippkante am Fundamentrand: $E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$

Die tatsächliche Kippkante wandert mit abnehmender Steifigkeit und Scherfestigkeit des Bodens in die Fundamentfläche hinein. Deshalb sind zusätzlich für den **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)** folgende Nachweise zu führen:

Die Resultierende R_k in der Sohlfuge nur infolge von Einwirkungen (**einschließlich Lasten nach Theorie II. Ordnung**) darf nicht außerhalb der 2. Kernfläche liegen = **klaffende Fuge bis zum Schwerpunkt**:

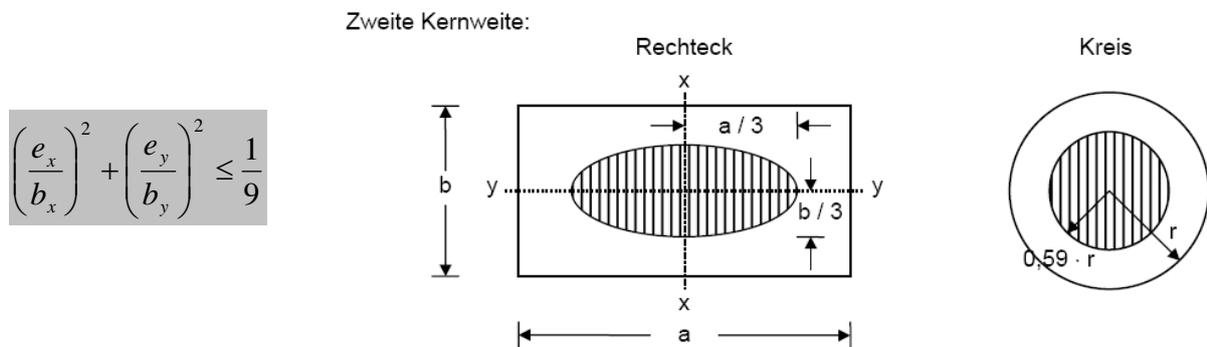


Bild: Zweite Kernfläche von Fundamenten

Die Resultierende R_k in der Sohlfuge für die **charakteristischen ständigen Lasten nach Theorie I. Ordnung** muss innerhalb der 1. Kernfläche liegen = **keine klaffende Fuge**:

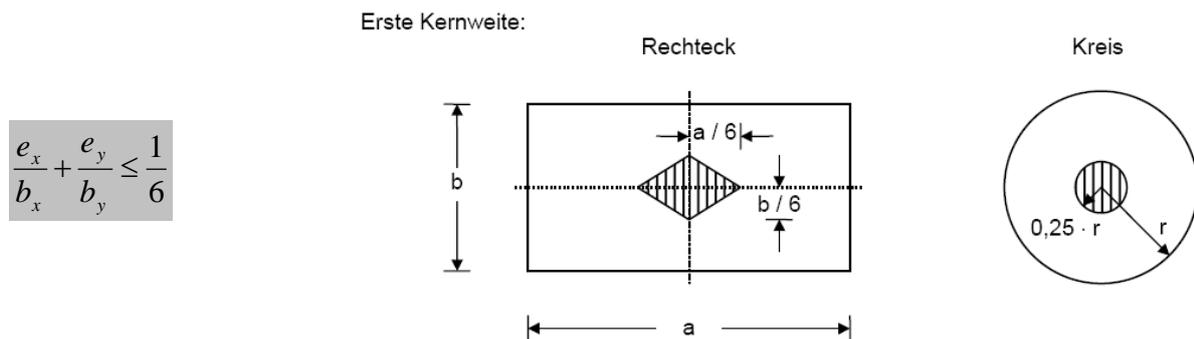
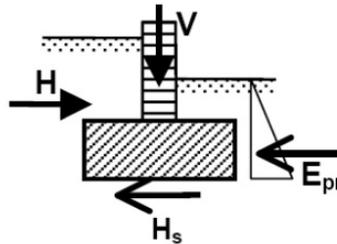


Bild: Erste Kernfläche von Fundamenten

Bei Einhaltung der zulässigen Exzentrizität darf angenommen werden, dass bei Einzel- und Streifenfundamenten auf mind. mitteldicht gelagerten nicht bindigen Böden bzw. mind. steifen bindigen Böden keine übermäßigen Verdrehungen auftreten. Andernfalls sind zur Ermittlung der Verdrehungen die Setzungsunterschiede zu berechnen.

1.5.3 Nachweis auf Gleiten (ULS)

Die Gefahr des Gleitens (GEO-2) besteht normalerweise entlang der Sohlfläche aufgrund von **resultierenden horizontalen Kräften/Einwirkungen T_d in der Sohlfuge**. Den Widerstand gegen Gleiten bilden Reibungskräfte in der Sohlfläche und unter Umständen der passive Erddruck. Da der passive Erddruck nur durch Bewegung aktiviert werden kann, sollte im Normalfall ganz auf den Ansatz verzichtet werden.



Nachweis: $H_d \leq H_{s,d} + E_{pr,d}$ mit $H_{s,d} = V_k \cdot \tan \delta_{s,k} / \gamma_{Gl}$ $E_{pr,d} = E_{pr,k} / \gamma_{Ep}$

| | | |
|---------------|--|------------------------------|
| δ_{sk} | Sohltreibungswinkel | |
| | Sohlflächen aus Ortbeton und Fertigteilen im Mörtelbett: | $\delta_{sk} = \varphi_k$ |
| | Sohlflächen aus Fertigteilen | $\delta_{sk} = 2/3\varphi_k$ |
| φ_k | Reibungswinkel des Bodens | |

Bei ausreichend tiefer Einbindung des Fundaments in den Baugrund wird eine Verdrehung durch eine beidseitige Bodenreaktion verhindert. Hierbei darf der passive Erddruck maximal mit 50 % angesetzt werden.

1.5.4 Nachweis der Horizontalverschiebungen in der Sohlfläche (SLS)

Der Nachweis kann als erbracht angesehen werden, wenn:

- beim Nachweis auf Gleiten kein Erdwiderstand angesetzt wird.
- bei mind. mitteldicht gelagerten nicht bindigen Böden bzw. mind. steifen bindigen Böden max. 2/3 des Gleitwiderstandes in der Sohlfuge und max. 1/3 des Erdwiderstandes für das charakteristische Gleichgewicht parallel zur Sohlfläche erforderlich ist.

2. Unbewehrte Fundamente

Unbewehrte Fundamente werden meist als Streifenfundamente unter nicht zu hohen Wandlasten im Mauerwerksbau ausgeführt. Auch unbewehrte Einzelfundamente unter gering belasteten Stützen sind üblich. Bei höheren Lasten werden die erforderlichen Fundamentabmessungen so groß, dass diese Fundamente unwirtschaftlich sind, weswegen dann bewehrte Fundamente ausgeführt werden.

Die maßgebende Größe für die Berechnung der Tragfähigkeit ist logischerweise die **Betonzugfestigkeit**, die wie folgt angesetzt werden darf: $f_{ctd} = 0,85 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$

Da unbewehrter Beton nur geringe Verformungsfähigkeit besitzt, muss mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten gerechnet werden:

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_c = 1,80$
- Außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_c = 1,55$

Zusätzlich ist die Betonfestigkeit auf C35/45 begrenzt.

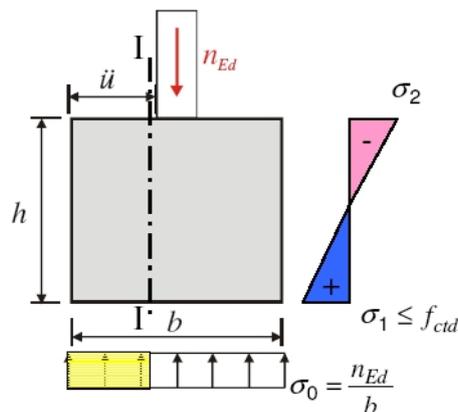


Bild: Unbewehrtes Streifenfundament und zugehörige Spannungen

Mit der Bedingung, dass im Schnitt I-I unten die zulässige Betonzugspannung nicht überschritten werden darf, lässt sich ein zulässiger Winkel α berechnen. Da \ddot{u} im Verhältnis zu h sehr kurz ist, ist die lineare Spannungstheorie nicht mehr voll gültig (kein Ebenbleiben des Querschnitts), weshalb mit einer reduzierten Höhe von $0,85h$ gerechnet wird:

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{p \cdot \ddot{u}^2 \cdot 6}{b_y \cdot (0,85 \cdot h)^2 \cdot 2} = \frac{p \cdot \ddot{u}^2 \cdot 6}{1 \cdot (0,85 \cdot \ddot{u} \cdot \tan \alpha)^2 \cdot 2} = \frac{3 \cdot p}{0,85^2 \cdot \tan^2 \alpha} \leq f_{ctd}$$

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{3 \cdot p}{0,85^2 \cdot f_{ctd}}} = \frac{h}{\ddot{u}} \geq 1,0$$

$$h \geq \ddot{u} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot p}{0,85^2 \cdot f_{ctd}}}$$

$$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

Für $h/\ddot{u} > 2$ ist kein Nachweis erforderlich.

Achtung: Das Fundamenteigengewicht erzeugt nur Bodenpressungen (Standicherheit!), keine Biegemomente für die Bemessung!

3. Bewehrte Fundamente

Bewehrte Fundamente werden dann eingesetzt, wenn auf Grund sehr hoher Lasten ein unbewehrtes Fundament zu groß und damit unwirtschaftlich würde.

Das folgende Bild zeigt die üblichen Bezeichnungen eines Fundamentes am Beispiel einer mittigen Stützenanordnung.

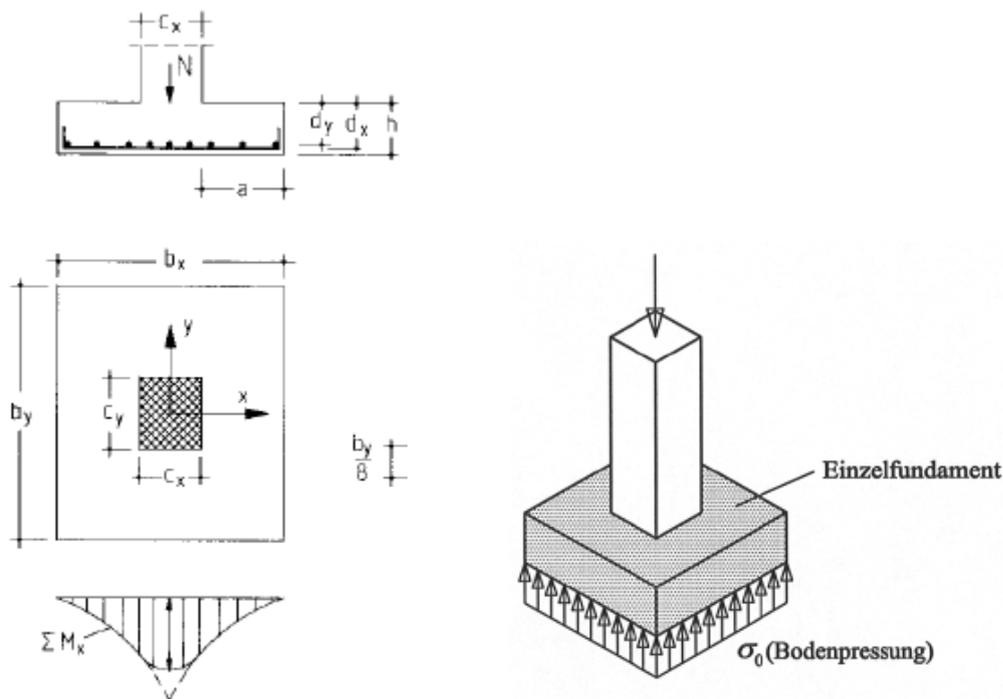


Bild: Bezeichnungen am Beispiel eines zentrisch belasteten Einzelfundamentes

Wie man erkennen kann, wird bei Fundamenten die **Bewehrung in y-Richtung mit A_{sy} bezeichnet, die zugehörige statische Höhe mit d_y !**

Die Bemessung erfolgt mit Schnittgrößen **aus Theorie II. Ordnung unter Design-Lasten**. Hierbei werden die unter Design-Lasten auftretenden **mit Hilfe des Gleichgewichts errechneten Bodenpressungen als Belastung auf die Fundamentplatte** angesetzt.

Da sich bei der Gleichgewichtsbildung die **Bodenpressung aus Flächenlasten (wie z.B. Eigengewicht) mit der Belastung aus diesen Lasten aufheben**, kann bei der Bemessung auf einen Ansatz verzichtet werden (nicht bei den Standsicherheitsnachweisen oder klaffender Fuge!).

Bei **Fundamenten unter Einzellasten** ist immer ein **Durchstanznachweis** zu führen (siehe Kapitel Durchstanzen).

3.1 Bewehrte Einzelfundamente

3.1.1 Zentrische Belastung

Bewehrte Einzelfundamente werden in den meisten Fällen aus baupraktischen Gründen rechteckig, quadratisch oder rund ausgeführt. Da die Verkehrslasten wie z.B. Wind wechselseitig auftreten können und die ständigen Lasten fast immer mittig wirken, werden die Stützen normalerweise mittig auf der Fundamentplatte platziert. Bei exzentrisch vorliegenden ständigen Lasten kann es sinnvoll sein, eine ausmittige Stützenstellung auf dem Fundament zu wählen.

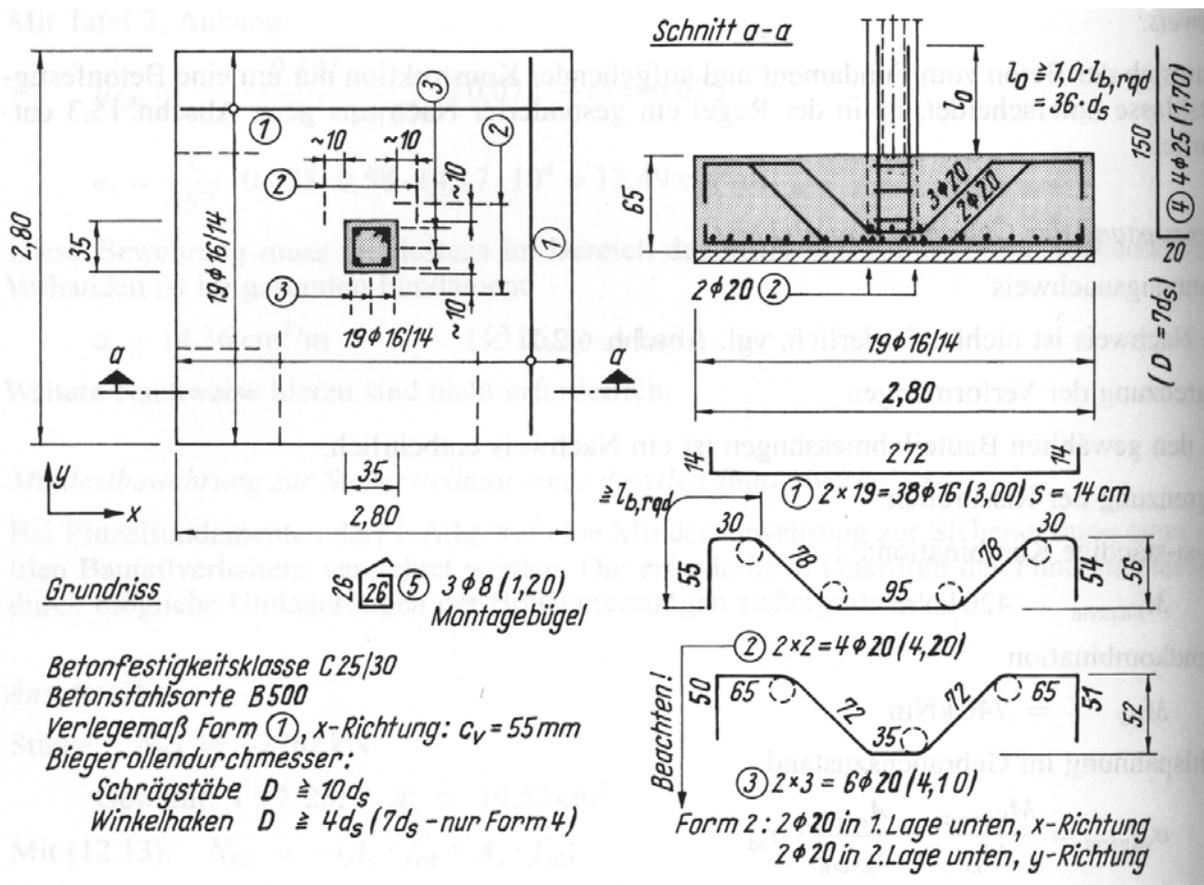


Bild: Beispiel eines bewehrten Einzelfundaments mit Durchstanzbewehrung

Das Tragverhalten eines näherungsweise quadratischen Einzelfundamentes kann mit Hilfe eines Fachwerkmodells sehr gut angenähert werden: Die Stützenlast wird hauptsächlich über die Stützenecken abgegeben und über Druckstreben in die Fundamentecken abgetragen. Somit müssen in beiden Richtungen Zugbänder existieren.

Dies wird auch durch die Plattentheorie bestätigt, die bei Platten unter Einzellasten Hauptmomente in radialer und tangentialer Richtung ergibt. Näherungsweise dürfen anstelle der Hauptmomente die Momente in der x- und y-Richtung verwendet werden (vgl. Heft 240, DAfStb). Diese ergeben sich wie folgt:

Ausrundung bei nicht monolithischer Verbindung (Bemessung in Stützenmitte):

Ermittlung der Biegemomente für $e = 0$

rechteckige Fundamente
Momente in Fundamentmitte

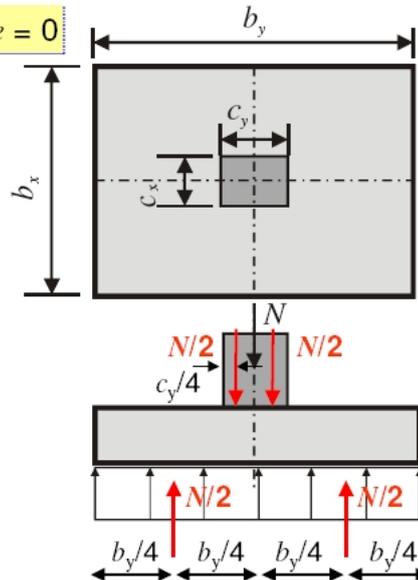
Moment in y-Richtung:

$$M_y = \frac{N}{2} \cdot \frac{b_y}{4} - \frac{N}{2} \cdot \frac{c_y}{4} = \frac{N}{8} \cdot (b_y - c_y)$$

$$M_y = \frac{N \cdot b_y}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_y}{b_y}\right)$$

Moment in x-Richtung:

$$M_x = \frac{N \cdot b_x}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_x}{b_x}\right)$$



Bemessung am Anschnitt bei monolithischer Verbindung:

Ermittlung der Biegemomente für $e = 0$

biegesteife Verbindung zwischen
Stütze und Fundament

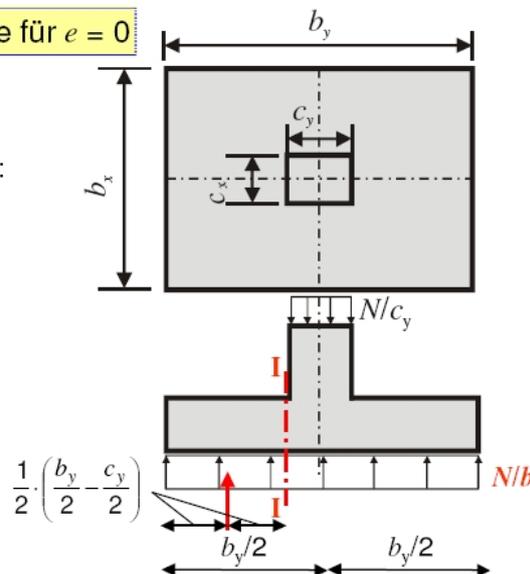
Moment in y-Richtung im Schnitt I-I:

$$M_y = \frac{N}{b_y} \cdot \left(\frac{b_y - c_y}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{b_y - c_y}{2}\right)$$

$$M_y = \frac{N \cdot b_y}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_y}{b_y}\right)^2$$

Moment in x-Richtung:

$$M_x = \frac{N \cdot b_x}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_x}{b_x}\right)^2$$



In der **Querrichtung** kann das Moment M_{Edx} auf 8 Streifen der Breite $b = b_y/8$ gemäß den Verteilungszahlen k_x in der folgenden Tabelle verteilt werden (vgl. Heft 240 DAfStb), wodurch sich folgende Vorgehensweise für die Bemessung ergibt:

- Unterteilung der Breite b_y in 8 Streifen: $b_{yi} = b_y/8$
- Jeder Streifen i erhält ein Moment $M_{xi} = k_{xi} \cdot M_{Edx}$
- Bemessung von jedem Streifen i mit $k_d = d / \sqrt{\frac{k_{xi} \cdot M_{Edx}}{b_{yi}}}$

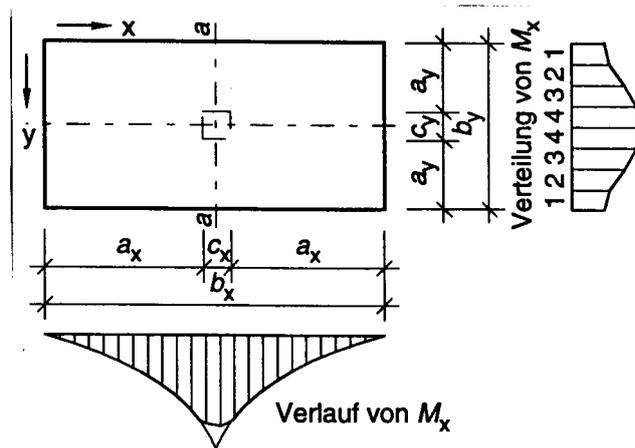


Bild: Verteilung der Momente M_x in Querrichtung

| Verteilungszahlen k_x für Momente M_x im Schnitt a-a | | | |
|--|------|------|------|
| c_y/b_y | 0,1 | 0,2 | 0,3 |
| Streifen 1 | 0,07 | 0,08 | 0,09 |
| Streifen 2 | 0,10 | 0,10 | 0,11 |
| Streifen 3 | 0,14 | 0,14 | 0,14 |
| Streifen 4 | 0,19 | 0,18 | 0,16 |
| Summe | 0,50 | 0,50 | 0,50 |

Tabelle: Verteilungszahlen für Momente in einem Einzelfundament in Querrichtung

Bei der oben gezeigten Vorgehensweise sind insgesamt 4 k_d -Bemessungen zu machen, was nur für sehr große Fundamente sinnvoll ist. Für kleinere Fundamente bietet es sich an, 2 benachbarte Bereiche zusammenzulegen:

- Unterteilung der Breite b_y in 4 Streifen: $b_{yi} = b_y/4$
- Berücksichtigung der Momentenkonzentration durch eine Faktor bei der k_d -Bemessung (19 % Bewehrung auf 12,5% Breite): $f = 0,19/0,125 \approx 1,5$
- Bemessung von **einem** Streifen mit $k_d = d / \sqrt{\frac{1,5 \cdot M_{Edx}}{b_y}}$
- Verteilung der Bewehrung auf die 4 Streifen gemäß Tabelle: **17 / 33 / 33 / 17 %**. Somit liegt in der Mitte in etwa doppelt soviel Bewehrung wie am Rand.

Für die andere Richtung ist bei allen oben gemachten Überlegungen der Index x mit y zu vertauschen.

3.1.2 Einachsig exzentrische Belastung

Bei einachsig exzentrisch belasteten Einzelfundamenten werden die **Bemessungsmomente in Querrichtung (e = 0) analog dem zentrisch belasteten Fundament** ermittelt. In Richtung der Exzentrizität werden die **Bodenpressungen mit Hilfe des Gleichgewichts unter Design-Lasten nach Theorie II. Ordnung** ermittelt (siehe unten), die dann als Belastung für den jeweils maßgebenden Bemessungsschnitt angesetzt werden.

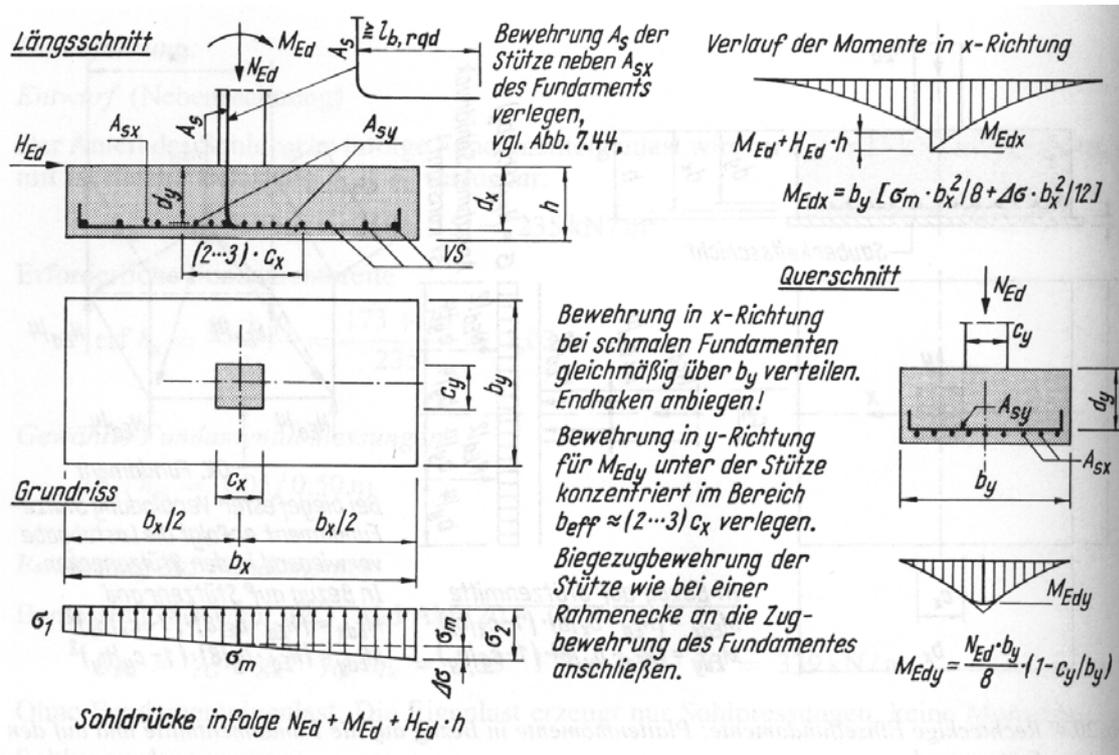


Bild: Einachsig exzentrisch belastetes Einzelfundament

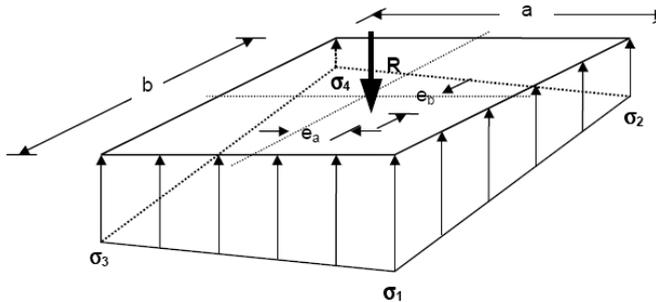
Bei langen schmalen Fundamenten ist die Bewehrung in x-Richtung gleichmäßig über b_y zu verteilen. Die Bewehrung in y-Richtung sollte im Bereich $3c_x$ unter der Stütze konzentriert werden (vgl. Bild oben), der Restbereich in y-Richtung kann wie ein Randbereich der x-Richtung bewehrt werden.

| Belastungs- und Spannungsschema | Lage der resultierenden Kraft | Randspannungen |
|---------------------------------|--|---|
| | $e = 0$ (N in der Mitte) | $\sigma = \frac{N}{b \cdot d}$ |
| | $e \leq d/6$ (N innerhalb des Kerns) | $\sigma_1 = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{d} \right)$ $\sigma_2 = \frac{N}{b \cdot d} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{d} \right)$ |
| | $e = d/6$ (N am Rand des Kerns) | $\sigma_1 = 0$ $\sigma_2 = \frac{2 \cdot N}{b \cdot d}$ |
| | $d/6 \leq e \leq d/3$ (N am Rand des Kerns) | $\sigma_2 = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c \cdot b}$ $c = \frac{d}{2} - e$ |
| | $e = d/3$ (N am Rand des Kerns) | $\sigma_2 = \frac{4 \cdot N}{b \cdot d}$ $c = \frac{d}{6}$ |

3.1.3 Zweiachsig exzentrische Belastung

Spannungsermittlung:

Keine klaffende Fuge:
$$\sigma_{1234} = \frac{R}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} \pm \frac{M_z}{W_z} = \frac{R}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_a}{a} \pm \frac{6 \cdot e_b}{b} \right)$$



Klaffend Fuge $\frac{e_a}{a} + \frac{e_b}{b} > \frac{1}{6}$: $\max \sigma = \mu \cdot \frac{R}{A}$

| $\frac{e_b}{b}$ | μ - Werte | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0,32 | 3,70 | 3,93 | 4,17 | 4,43 | 4,70 | 4,99 | | | | | | | | | | | |
| 0,30 | 3,33 | 3,54 | 3,75 | 3,98 | 4,23 | 4,49 | 4,78 | 5,09 | 5,43 | | | | | | | | |
| 0,28 | 3,03 | 3,22 | 3,41 | 3,62 | 3,84 | 4,08 | 4,35 | 4,63 | 4,94 | 5,28 | 5,66 | | | | | | |
| 0,26 | 2,78 | 2,95 | 3,13 | 3,32 | 3,52 | 3,74 | 3,98 | 4,24 | 4,53 | 4,84 | 5,19 | 5,57 | | | | | |
| 0,24 | 2,56 | 2,72 | 2,88 | 3,06 | 3,25 | 3,46 | 3,68 | 3,92 | 4,18 | 4,47 | 4,79 | 5,15 | 5,55 | | | | |
| 0,22 | 2,38 | 2,53 | 2,68 | 2,84 | 3,02 | 3,20 | 3,41 | 3,64 | 3,88 | 4,15 | 4,44 | 4,77 | 5,11 | 5,51 | | | |
| 0,20 | 2,22 | 2,36 | 2,50 | 2,66 | 2,82 | 2,99 | 3,18 | 3,39 | 3,62 | 3,86 | 4,14 | 4,44 | 4,79 | 5,19 | 5,66 | | |
| 0,18 | 2,08 | 2,21 | 2,35 | 2,49 | 2,64 | 2,80 | 2,98 | 3,17 | 3,38 | 3,61 | 3,86 | 4,15 | 4,47 | 4,84 | 5,28 | | |
| 0,16 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,34 | 2,48 | 2,63 | 2,80 | 2,97 | 3,17 | 3,38 | 3,62 | 3,88 | 4,18 | 4,53 | 4,94 | 5,43 | |
| 0,14 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,34 | 2,48 | 2,63 | 2,79 | 2,97 | 3,17 | 3,39 | 3,64 | 3,92 | 4,24 | 4,63 | 5,09 | |
| 0,12 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,34 | 2,48 | 2,63 | 2,80 | 2,98 | 3,18 | 3,41 | 3,68 | 3,98 | 4,35 | 4,78 | |
| 0,10 | 1,60 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,20 | 2,34 | 2,48 | 2,63 | 2,80 | 2,99 | 3,20 | 3,46 | 3,74 | 4,08 | 4,49 | 4,99 |
| 0,08 | 1,48 | 1,60 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,34 | 2,48 | 2,64 | 2,82 | 3,02 | 3,25 | 3,52 | 3,84 | 4,23 | 4,70 |
| 0,06 | 1,36 | 1,48 | 1,60 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,34 | 2,49 | 2,66 | 2,84 | 3,06 | 3,32 | 3,62 | 3,98 | 4,43 |
| 0,04 | 1,24 | 1,36 | 1,48 | 1,60 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,35 | 2,50 | 2,68 | 2,88 | 3,13 | 3,41 | 3,75 | 4,17 |
| 0,02 | 1,12 | 1,24 | 1,36 | 1,48 | 1,60 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,21 | 2,36 | 2,53 | 2,72 | 2,95 | 3,22 | 3,54 | 3,93 |
| 0,00 | 1,00 | 1,12 | 1,24 | 1,36 | 1,48 | 1,60 | 1,72 | 1,84 | 1,96 | 2,08 | 2,22 | 2,38 | 2,56 | 2,78 | 3,03 | 3,33 | 3,70 |
| $\frac{e_a}{a}$ | 0,00 | 0,02 | 0,04 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,12 | 0,14 | 0,16 | 0,18 | 0,20 | 0,22 | 0,24 | 0,26 | 0,28 | 0,30 | 0,32 |

Tabelle: μ -Beiwerte

Die Bemessung kann näherungsweise wie folgt ausgeführt werden: Durch die Lage der Resultierenden in der Bodenfuge sind die Hauptmomentenrichtungen ξ und η festgelegt:

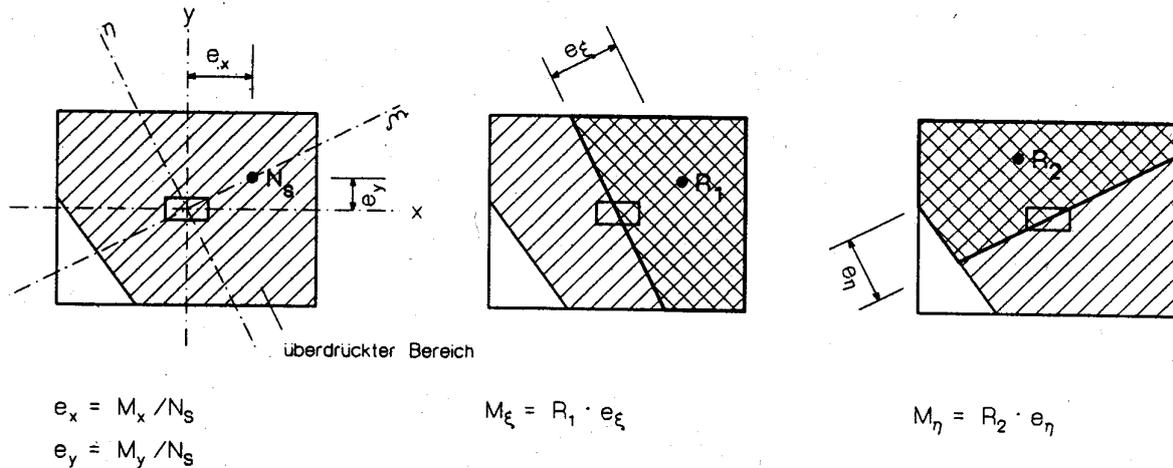


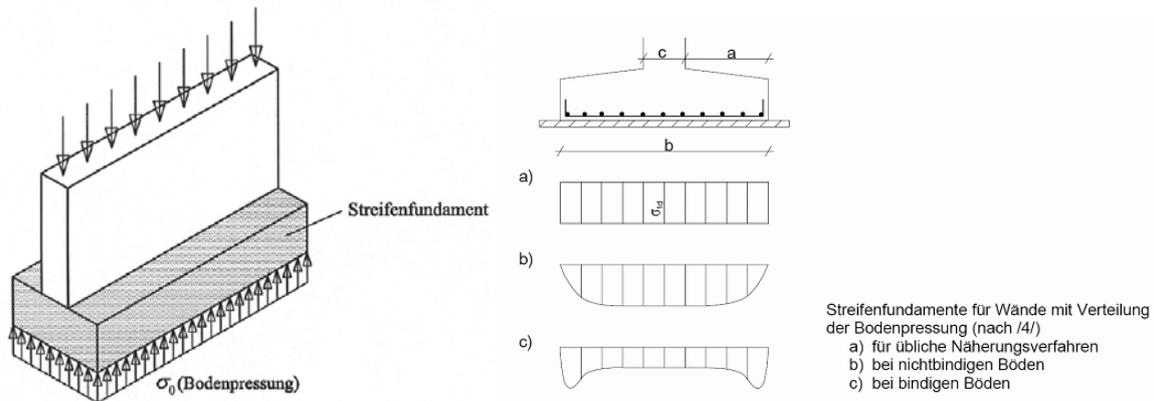
Bild: 2-achsig ausmittig belastete Einzelfundamente

Man bestimmt die Balkenmomente M_ξ und M_η in diesen Hauptrichtungen und die zugehörige Bewehrung und transformiert die Bewehrung in die Bewehrungsrichtungen x und y . Die Verteilung der Bewehrung und der Durchstanznachweis werden wie beim 1-achsig ausmittig belasteten Fundament durchgeführt.

Bei beliebiger Form der Fundamentplatte wird meist eine Untersuchung mit der FEM-Methode als elastisch gebettete Platte durchgeführt.

3.2 Bewehrte Streifenfundamente

3.2.1 Zentrische Belastung



Für die Bemessung von Streifenfundamenten gelten die gleichen Prinzipien wie bei der Bemessung einer Deckenplatte, d.h. bei monolithischer Verbindung der Platte mit der Wand (meist ebenfalls aus Stahlbeton) kann am Anschnitt bemessen werden, ansonsten wird das Moment unter der Wandmitte ausgerundet.

Die **Biegebemessung** erfolgt wie bei Platten z.B. mit dem **k_d -Verfahren**. Der **Schubnachweis** wird **im Abstand d vom Anschnitt** geführt, wobei fast immer angestrebt wird, $v_{Rd,c}$ nicht zu überschreiten, um keine Schubbewehrung einlegen zu müssen.

Bei dem sehr häufig auftretenden Fall der **zentrischen Belastung** mit einer Normalkraft n_{Ed} (kN/m) ergeben sich analog zu den Einzelfundamenten die folgenden Gleichungen für die Bemessungsmomente:

Ausrundung bei nichtmonolithischer Verbindung:
$$m_{Ed} = n_{Ed} \cdot \frac{b}{8} \cdot \left(1 - \frac{c}{b}\right) \quad (\text{kNm/m})$$

Am Anschnitt bei monolithischer Verbindung:
$$m_{Ed} = n_{Ed} \cdot \frac{b}{8} \cdot \left(1 - \frac{c}{b}\right)^2 \quad (\text{kNm/m})$$

3.2.2 Exzentrische Belastung

Exzentrische Streifenfundamente sind relativ selten, da sie statisch wenig Sinn machen. Eine Ausnahme bilden Streifenfundamente an Grundstücksgrenzen, da die Grenzen nicht überbaut werden dürfen. Die üblichen Standsicherheitsnachweise sind in solchen Fällen ohne riesige Fundamente nicht zu führen, weshalb hierfür andere statische Systeme wirtschaftlicher sind. Im folgenden Bild sind einige Möglichkeiten dargestellt:

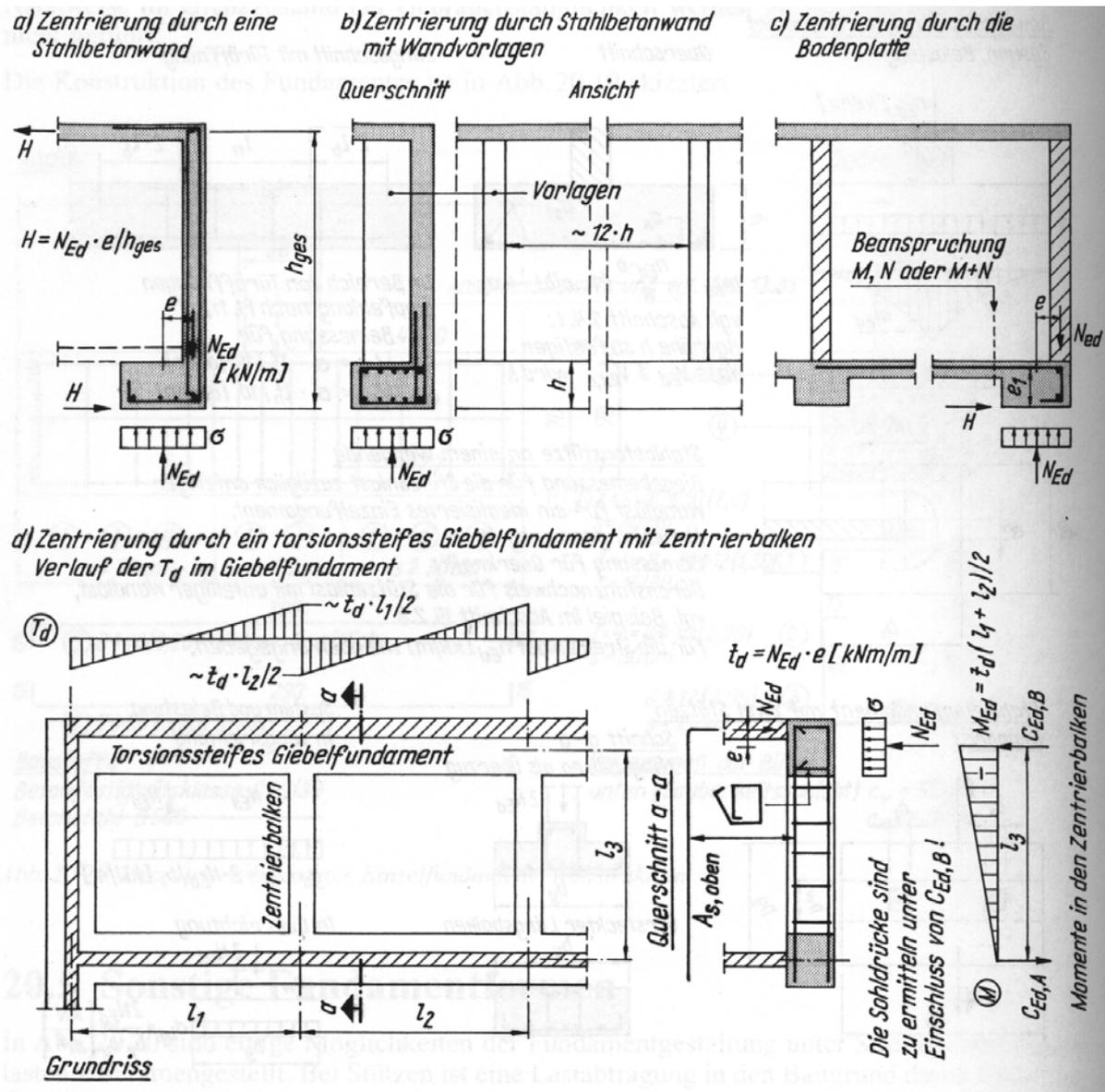


Bild: Fundamente an Grundstücksgrenzen

3.3 Konstruktion

An den Stützenrändern treten auf Grund stark abfallender Momente hohe Verbundspannungen auf, was zum Gleiten der Bewehrung oder zum Abplatzen der Betondeckung führen kann. Deshalb sollten die folgenden Regeln eingehalten werden:

- Die Bewehrung soll **ungestaffelt durchgeführt** und bei **Stabstahl mit einem Haken** versehen werden.
- Bei stark bewehrten Fundamenten werden senkrechte Stäbe zur Verbundsicherung empfohlen.
- Bei normal ausgenutzten Fundamenten sollten auch zur Rissbreitenbegrenzung **dünne Stäbe** angestrebt werden.

Literatur

- [1] DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin, Juli 2012
- [2] DIN EN 1992-1-1/NA Eurocode 2, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin, Juli 2012.
- [3] Eurocode 2 für Deutschland, Kommentierte Fassung, Ernst&Sohn, Berlin.
- [4] DIN 1055-100
Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.
- [5] DIN 1054: Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- [6] Bautabellen für Ingenieure neueste Auflage, herausgegeben von K.-J. Schneider.
- [7] Heft 525, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
- [8] DIN EN 1997-1 Eurocode 7, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln, Deutsche Fassung September 2009.
- [9] DIN EN 1997-1/NA Eurocode 7, Nationaler Anhang zu EC7
- [10] Heft 600, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton