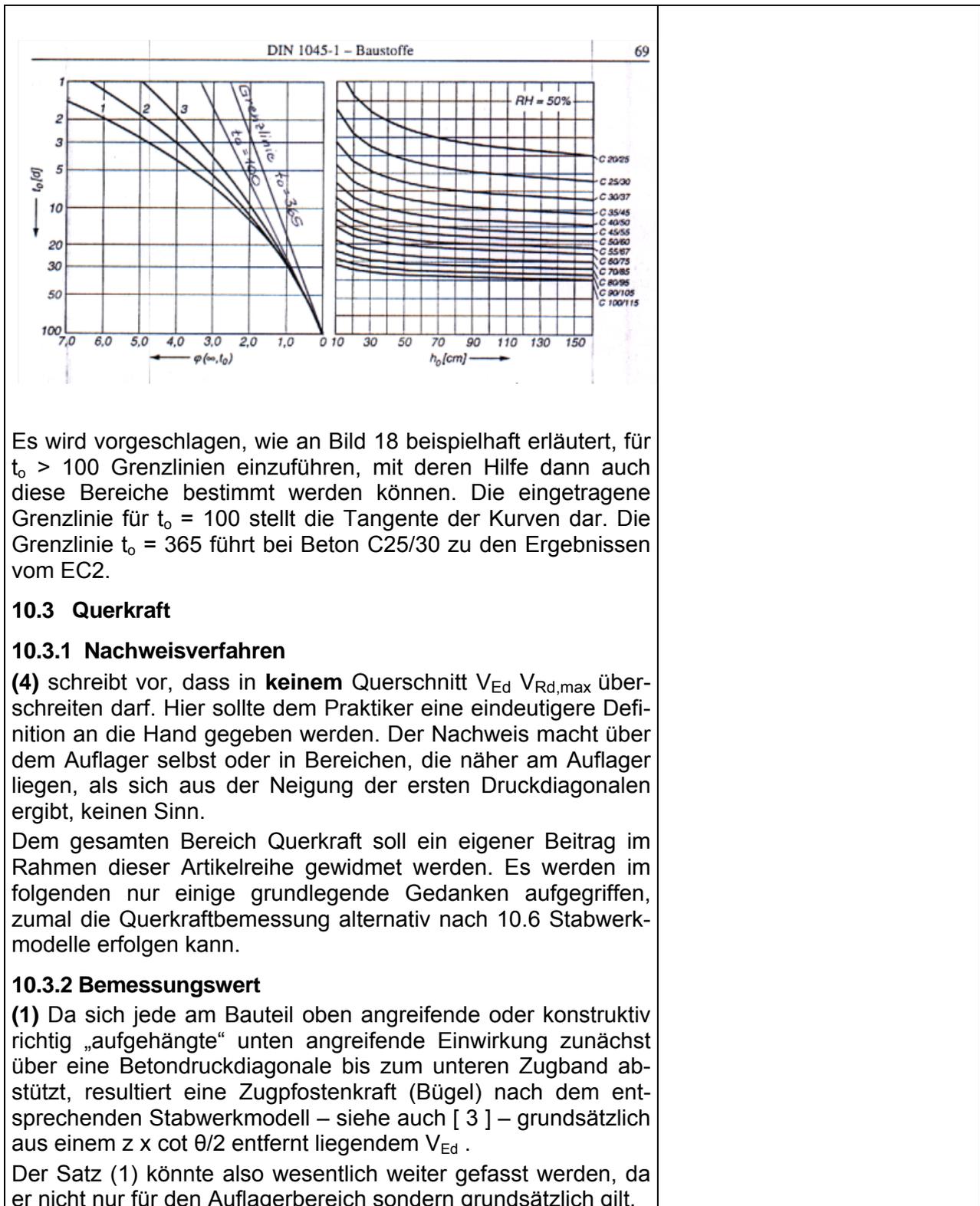




Neue Normen wörtlich genommen ( Teil 2 )	Notizen :
<p><b>8.6 Theorie II. Ordnung</b></p> <p><b>8.6.1 Allgemeines (1)</b></p> <p>(1) Zur Vereinfachung trägt diese Forderung nur bei, wenn auch vereinfachte Nachweise definiert werden. Ansonsten muss ja zunächst nach II. Ordnung gerechnet werden, um den Grad der Tragfähigkeitsverringering zu ermitteln. EC2 4.3.5.1 (5) spricht hier klarer von einer 10%-tigen Erhöhung der Momente I. Ordnung und gibt Schlankheitsnachweise als Kriterium an.</p> <p><b>8.6.3 Nachweisverfahren (8)</b></p> <p>(8) Dieser Absatz entspricht DIN 1045(7/88) 17.4.5.</p> <p>Hierzu gibt es eine Auslegung aus den 70er Jahren, die die Berücksichtigung der Anteile II. Ordnung in einem Fundament regelte ( Bemessung des Fundamentkörpers einschl. Anteile II. Ordnung, Bodenspannungsnachweis und Nachweis der nicht klaffenden Fuge unter ständigen Lasten ohne Anteile II. Ordnung). Diese Auslegung ist in DIN 1045-1 nicht verarbeitet. Die z.Zt. gültige Fassung der DIN 1054(1/2003) lässt eine solche Interpretation auch nicht zu, da alle nicht linear berechneten Schnittkräfte nach DIN 1054(1/2003) 6.1.2 (2) in charakteristische Einwirkungen umzurechnen und dann bei allen Nachweisen zu berücksichtigen sind. Damit ist wahrscheinlich unbemerkt das Sicherheitsniveau der Gründung aller verschieblichen Bauten um den Anteil II. Ordnung angehoben worden. Was nutzt dann, wie verschiedene Autoren nachweisen, die Möglichkeit, nach dem neuen Einwirkungskonzept bei vorhandenen Gebäuden höhere Nutzlasten aufzubringen, wenn in der Gründung nach der DIN 1054(1/2003) nicht einmal die alte Belastung aufgenommen werden kann?</p> <p><b>9.1.4 Kriechen und Schwinden</b></p> <p>Bild 18 und 19 sind als Hilfsmittel unvollständig, da sie nur bis <math>t_0=100</math> zu verwenden sind. Der flüchtige Betrachter könnte darüber hinaus zu der falschen Annahme gelangen, dass <math>t_0 &gt; 100</math> zu einer Endkriechzahl 0 führt.</p> <p>Bild 19 wurde in den Berichtigungen (7/2002) korrigiert. In Heft 525 sind die Bilder nicht übernommen. Hier werden wiederum andere Darstellungen verwendet, die zumindest teilweise zu anderen Ergebnissen führen. Um solche Verwirrungen auszuschließen, sollten in Erläuterungen grundsätzlich die selben Darstellungen wie in der DIN selbst verwendet werden.</p>	

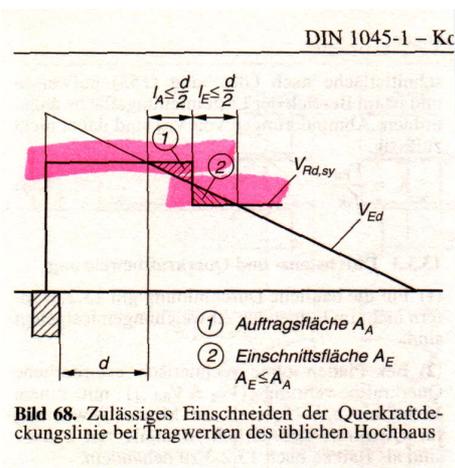


### 10.3.4 Bauteile mit ..... Querkraftbewehrung

Hier fehlt völlig eine Aussage bis zu welchem Schnitt zum Auflager hin die Nachweise zu führen sind und welche Querkraftanteile als direkt ins Auflager geführt angenommen werden können. Hier sollte für den Praktiker eine eindeutige Festlegung sowohl für direkte als auch für indirekte Lagerung getroffen werden. Die für  $V_{Rd,max}$  angegebene Formel gilt nach [3] Tabelle 3.1 nur für B-Bereiche mit parallelen Druckstreben. Da es sich bei einem Auflagerbereich um einen D-Bereich handelt – siehe auch [1] und [4] –, ist die Formel strenggenommen hier nicht gültig.

[2] führt den Nachweis mit der theoretischen Querkraft an der Auflagerachse. Diese Annahme wird durch Bild 68 in DIN 1045-1 indirekt unterstützt, da hier die  $V_{ed}$ -linie bis zur Achse steigend eingetragen ist. Tatsächlich nimmt die Querkraft aber zum Auflager hin wegen der entgegenwirkenden Auflagerreaktion ab. Den Druckstrebennachweis mit der Querkraft an der Lagerachse zu führen, kann also nicht richtig sein, da zum einen die über dem Auflager angreifenden Einwirkungen über einen senkrechten prismatischen Druckpfosten ins Auflager geleitet werden und zum anderen die Druckstrebenneigung dann wesentlich steiler verläuft, als der in der Nachweisformel verwendete Winkel  $\theta$ .

Andere Autoren wie z.B. die TU Hannover in ihrem Skript zum Kursus G45/6 führen den Nachweis mit der Querkraft am Auflagerend. Die DIN 1045-1 muss hier eine eindeutige Vorgehensweise definieren. Vorsicht ist geboten, wenn man die Querkraft aus dem reinen Stabwerkmodell zugrundelegt, da dann die Formel des B-Bereiches eine zu große Druckstrebenbreite ausnutzt. Die tatsächliche Druckstrebe des D-Bereiches ist in ihrer Neigung und Breite wegen der Umlenkung der Strebenkraft in die untere Bewehrung extrem von deren Verankerungslänge am Auflager abhängig.





## 10.5 Durchstanzen

### 10.5.3 Nachweisverfahren (4)

(4) Hier ist der Abzug der günstigen Wirkung der Bodenpressung geregelt und eine Begrenzung auf 50% von  $A_{crit}$  festgeschrieben.

Die DIN 1045-1 versäumt hier darauf einzugehen, dass der Durchstanznachweis im Zustand der Tragfähigkeit zu führen ist, die nach DIN 1054(1/2003) ermittelten Bodenpressungen jedoch charakteristisch ermittelt werden und zumindest bei klaffender Fuge eine exakte Aussage über die anteiligen Sicherheitsbeiwerte nicht möglich ist. Darüber hinaus setzt sich diese Festlegung nicht mit der Frage auseinander, wie bei Fundamenten mit klaffender Fuge, bei denen nur ein Teil des Durchstanzbereiches vom Bodenspannungskörper gedrückt wird, zu verfahren ist.

Generell beschäftigt sich weder die DIN 1045-1 noch die DIN 1054(1/2003) mit der Frage, wie in einem Fundamentkörper für die Stahlbetonbemessung der Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln ist.

Betrachtet man z.B. ein exzentrisch beanspruchtes Einzelfundament, das nach DIN 1054 unter charakteristischen Einwirkungen bis zum Schwerpunkt klafft und setzt hier für die Stahlbetonbemessung die Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1055-100 an, so ist dieses Fundament instabil und die Bodenpressungen wandern aus dem Durchstanzbereich heraus. Andererseits kann der resultierende Teilsicherheitsbeiwert der charakteristischen Bodenspannungen wegen der fehlenden Superpositionsmöglichkeit nicht exakt ermittelt werden.

Da die Biegemomente im Fundament aus der Bodenspannung einerseits und rückdrehenden Einwirkungen aus Fundamenteigengewicht, Erdauflasten und Nutzlasten auf der Fundamentfläche andererseits berechnet werden, rechnet man in beiden Fällen an einem System ohne „inneres Gleichgewicht“.

Hier kann letztlich nur eine gesamte Betrachtung mit charakteristischen Einwirkungen helfen, die Thema eines eigenen Beitrages in dieser Artikelreihe sein wird.

## 11 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

### 11.1 Begrenzung der Spannungen

(3) Hier wird für den „üblichen Hochbau“ die Notwendigkeit der Nachweise u.a. bei Umlagerungen von nicht mehr als 15% eingeschränkt. Werden höhere Umlagerungen ausgenutzt, so sind diese Spannungsnachweise grundsätzlich zu führen. Folgt man in diesen Fällen den Ausführungen in [ 1 ] und ermittelt die zur



Einhaltung der Spannungen erforderliche Bewehrung im Gebrauchszustand, so errechnen sich bei im normalen Hochbau üblichen Bauteilabmessungen teilweise Größenordnungen, die über die erforderliche Bewehrung im Zustand der Tragfähigkeit weit hinausgehen. Diese Tendenz ergibt sich auch schon bei Umlagerungen von 15% oder 16%. Sie stellt damit Ergebnisbrüche dar, die fachlich nicht begründbar sind.

Sie rühren zum Teil daher, dass für diese Nachweise die Annahme linear-elastischer Spannungsdehnungsbeziehungen empfohlen wird, obwohl dies nur bei sehr geringen Dehnungen der Fall ist. Linear-elastische Spannungsdehnungsbeziehungen sollten deshalb auf geringe Dehnungen begrenzt werden. Darüber hinaus sollte in der Betondruckzone ein Teil-Parabel-Rechteckdiagramm verwendet werden, das dem tatsächlichen Tragverhalten näher kommt und zu geringeren Bewehrungen führt.

### 13 Konstruktionsregeln

#### 13.1.1 Mindestbewehrung und Höchstbewehrung mit 8.2 (4)

(3) schreibt vor, dass die obere Mindestbewehrung über Innenstützen mind. um  $\frac{1}{4}$  der Stützweite in die Felder zu führen ist. Zieht man hiervon die Verankerungslänge und das Versatzmaß ab, so wäre damit eine Momentenlinie, die bei ca. 0.18 - 0.2 L ihren Nullpunkt hat, abgedeckt.

In 8.2 (4) wird ausgeführt: „.....bei nicht vorgespannten Durchlaufträgern und -platten des üblichen Hochbaus brauchen ..... Bemessungssituationen mit günstigen ständigen Einwirkungen nicht berücksichtigt zu werden, wenn die Konstruktionsregeln für die Mindestbewehrung eingehalten werden.“. Diese Formulierung könnte so interpretiert werden, dass bei der Ermittlung der Momentennullpunkte für die obere Bewehrung eine Situation mit 1.0-fachen ständigen Einwirkungen nicht betrachtet zu werden braucht.

Dies kann nur dann richtig sein, wenn diese Konstruktionsregeln die in diesen Fällen zu erwartenden Momentenlinien in der Regel abdecken. Dies ist bei weitem nicht der Fall. Durch die Teilsicherheitsbeiwerte der Nutzlasten wandern auch im üblichen Hochbau die Momentennullpunkte wesentlich weiter in die Felder. Darüber hinaus ist für diesen Fall die 1.0-fache ständige Einwirkung die ungünstige Situation. Hieran ist zu erkennen, wie fragwürdig die Begriffe „günstig“ und „ungünstig“ bei den Teilsicherheitsbeiwerten sind. Es sollte besser, wie teilweise geschehen (5.3.3 (5)), von „unteren“ und „oberen“ Teilsicherheitsbeiwerten gesprochen werden.

Nimmt man die DIN und ihr Sicherheitskonzept ernst, muss man nach Auffassung des Autors auf jeden Fall „günstige“ –



d.h. untere - ständige Einwirkungen berücksichtigen, wenn sie für die Bemessungssituation den **ungünstigen** Fall darstellen, zumal die Wahrscheinlichkeit, dass 1.0-fache ständige Einwirkungen auftreten, wesentlich größer ist.

Zweifelsfrei darf der untere oder obere Teilsicherheitsbeiwert gemäß 5.3.3 (5) bei allen Feldern gleich angesetzt werden.

Da die DIN allgemein immer zwischen einachsigen und zweiachsigen Plattensystemen unterscheidet, wäre hier eine eindeutige Einbeziehung der zweiachsigen Platten wünschenswert.

Eine entsprechende Formulierung wie 8.2 (4) ist im EC2 nicht zu finden.

### 13.2.2 Zugkraftdeckung

**(2)** Hier wird „im Allgemeinen“ ein Verzicht auf eine Zugkraftdeckung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermöglicht. Dies steht im Widerspruch zu 11.1. Wenn schon die Zugkräfte im „Gebrauchszustand“ zur Einhaltung von Spannungen nach 11.1 zu ermitteln sind, dann sollten diese auch konstruiert werden müssen. Hierbei kann übrigens im Grenzfall wegen der möglichen Umlagerung die Deckungslinie im „Gebrauchszustand“ weiter reichen, als im „Tragfähigkeitszustand“.

### 13.2.3 Querkraftbewehrung

Eine wirtschaftliche Querkraftbewehrung lässt sich am besten konstruieren, wenn man z.B. bei einem Balken nicht punktuell einen einzelnen Schnitt, sondern einen sinnvollen Konstruktionsabschnitt betrachtet. In diesem wird dann die Querkraft integriert und für die so ermittelte Bereichs-Querkraft eine Bewehrung ermittelt. DIN 1045(7/88) hat hierfür in Abhängigkeit von der Beanspruchung (Schubbereiche) sinnvolle Annahmen mit den Abmessungen über die Begrenzung des Einschneidens der Deckungslinie und eine Beschreibung des Querkraftverlaufes zum Auflager hin vorgenommen. Beides fehlt in DIN 1045-1. Ein Einschneiden wird nur für den „üblichen Hochbau“ nach Bild 68 zugelassen. Diese Beschränkung macht, wie schon weiter oben erläutert, keinen Sinn, da in einem Bauteil im „üblichen Hochbau“ durchaus wesentlich höhere Beanspruchungen auftreten können, als im „nicht üblichen Hochbau“. Es gibt nach Auffassung des Verfassers auch keinen Grund, ein Einschneiden der Deckungslinie in allen anderen Fällen grundsätzlich zu verbieten. Ein richtiger Weg wird mit Tabelle 31 beschriftet, die nur in Abhängigkeit der Beanspruchung größte Bewehrungsabstände festlegt. Rein theoretisch ergibt sich hieraus bereits ein „Einschneiden“.

Auf die Einschränkung „üblicher Hochbau“ sollte verzichtet werden und in Abhängigkeit von den in Tabelle 31 formulierten



Beanspruchungsgrenzen konstruktive Regeln festgelegt werden.

Bild 68 ist nicht nur wegen des dargestellten Querkraftverlaufs sondern auch in anderer Hinsicht zu hinterfragen. Wie unter 10.3.2 ausgeführt, ist die für  $V_{ed}$  erforderliche Bügelbewehrung erst im Abstand von  $z \times \cot \theta/2$  einzulegen. In diesem Sinne stellt das Bild 68 bereits eine volle Deckung dar.

### **DIN 1054-1**

Hier wird die DIN 1054-1 nicht grundsätzlich untersucht, sondern nur ein Teilaspekt, der mit der DIN 1045-1 zusammenhängt, herausgegriffen.

#### **6.1.2 Gründungslasten**

in (2) wird festgelegt, wie die charakteristischen Beanspruchungen zu ermitteln sind. Insbesondere wird formuliert, wie Beanspruchungen aus nicht linearen Berechnungen ( II. Ordnung ) umzurechnen sind. Im letzten Satz wird dann bestimmt, dass in weiteren Berechnungen diese als charakteristische Beanspruchungen zu behandeln sind.

#### **7.3 Einwirkungen und Beanspruchungen in der Sohlfläche**

Der gesamte Absatz 7.3 geht von charakteristischen Werten aus.

7.3.1 verweist in (1) auf die Ermittlung nach 6.1.

#### **7.5 Nachweis der Tragfähigkeit**

7.5.1 Kippnachweis geht grundsätzlich auch von der ungünstigsten Kombination der charakteristischen Werte aus.

#### **7.7 Aufnehmbarer Sohldruck in einfachen Fällen**

Die Sohldrucknachweise in 7.7 gehen ebenfalls uneingeschränkt von den charakteristischen Werten aus.

Damit sind die Anteile II. Ordnung entgegen der Auslegung zur DIN 1045(7/88) in allen Nachweisen zu berücksichtigen und bei allen verschieblichen Bauwerken das Sicherheitsniveau um diese Anteile heraufgesetzt. In der Praxis bedeutet das, dass bei der Nachrechnung eines vorhandenen Gebäudes die schon ursprünglich angesetzte Belastung nicht mehr in der Gründung nachgewiesen werden kann.

Eine völlig andere Frage ist, ob es nicht grundsätzlich richtig ist, die Anteile II. Ordnung in alle Nachweise einzubeziehen.



Diese Problematik wurde von mir als Frage dem DIN 1054 Ausschuss vorgelegt.

Nach 2 Telefonaten mit Prof. Walz (Mitglied des Ausschusses) ergab sich folgender Beratungsstand :

Die Auslegung der DIN 1045 (7/88) ist den Grundbauern nicht geläufig.

Der Ausschuss DIN 1045-1 hat den Entwurf der DIN 1054(1/2003) zur Begutachtung bekommen und in diesem Punkt keine Einwände erhoben. Es wird deshalb keine Notwendigkeit gesehen, die DIN 1054(1/2003) in diesem Punkt zu ändern.

Es wurde mir geraten, in der Praxis in Zukunft weiter so zu verfahren, wie nach DIN 1045(7/88).

- [ 1 ] Zilch, K. und Rogge, A. : Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1. BK 2002 / 1 S. 217 ff
- [ 2 ] Litzner, U. : Grundlagen der Bemessung nach DIN 1045-1 in Beispielen BK 2002 / 1 S. 435 ff
- [ 3 ] Schlaich, J. und Schäfer, K. : Konstruieren im Stahlbetonbau BK 2001 / 2 S. 311 ff
- [ 4 ] DAfStb Heft 525 (2003) Erläuterungen zu DIN 1045-1
- [ 5 ] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1
- [ 6 ] DIN 1045 : Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung ( Juli 1988 )

Neureichenau, im August 2004

Dipl.-Ing. Dieter Vogelsang

**V O G E L S A N G**  
**S Y S T E M H A U S**