



# Verstärkung von Betonbauteilen gegen Durchstanzen

Neue Herausforderungen mit  
bewährten Lösungen meistern



Version 1.0  
Oktober 2025

## Inhaltsverzeichnis

<b>1. Einleitung und Hintergrund .....</b>	<b>2</b>
<b>2. Überblick über Flachdecken und Durchstanzverhalten in Stahlbeton .....</b>	<b>3</b>
2.1 Die Entwicklung der Flachdecken im Stahlbetonbau	3
2.2 Verhalten und Versagensarten von Stahlbetonplatten	4
<b>3. Bemessung von Betonbauteilen für Durchstanzen .....</b>	<b>8</b>
3.1 Allgemeine Grundsätze	8
3.2 Die belastete Fläche und der Kontrollumfang (kritische Rundschnitt) für Platten und Fundamente	8
3.3 Nachweis des Durchstanzwiderstands nach EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA	11
3.4 Bemessung mit Durchstanzbewehrung nach EN 1992-1-1 und NA-DE	14
<b>4. Ansätze zur Verstärkung von Bauteilen mit unzureichendem Durchstanzwiderstand .....</b>	<b>18</b>
4.1 Erhöhung der Plattendicke	18
4.2 Vergrößerung der Auflagerfläche	19
4.3 Erhöhung des Biegewiderstands	20
4.4 Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit durch Stahlbewehrung	20
4.5 Besondere Lösungen und Kombinationen	21
<b>5. Qualifikationsübersicht für nachträglich eingebaute Durchstanzbewehrung .....</b>	<b>22</b>
<b>6. Bemessungs- und Detailierungsansatz mit dem HIT-Punching Verstärkungssystem .....</b>	<b>23</b>
6.1 Nachweis der Betondruckstrebe	23
6.2 Nachweis innerhalb und außerhalb der schubbewehrten Zone für Platten und Fundamente	25
6.3 Anforderungen an die Detailierung der nachträglichen Verstärkung	26
<b>7. Bemessungsbeispiele .....</b>	<b>30</b>
7.1 Fundament – Stütze auf Einzelfundament	30
7.2 Platte – Stütze	34
<b>8. PROFIS Engineering – Modul „nachträgliche Durchstanzverstärkung“ .....</b>	<b>40</b>
<b>9. Hilti Lösungen zur Durchstanzverstärkung .....</b>	<b>41</b>
<b>10. Zusammenfassung .....</b>	<b>41</b>
<b>11. Referenzen .....</b>	<b>42</b>

## 1. Einleitung und Hintergrund

In den vergangenen zwei Jahrzehnten ist im Bauwesen ein zunehmender Trend zur Wiederverwendung bestehender Gebäude zu beobachten, um sich verändernden sozioökonomischen Anforderungen anzupassen und den ökologischen Fußabdruck zu reduzieren. Dies ist insbesondere in städtischen Gebieten relevant, wo ein erheblicher Teil der Stahlbetontragwerke – Gebäude und Brücken – das Ende ihrer Nutzungsdauer erreicht und entweder saniert oder vollständig abgebrochen werden muss. Darüber hinaus kann die Notwendigkeit zur Verstärkung von Tragwerken aus verschiedenen Gründen entstehen: Änderung der Nutzung oder der Gebäudeklasse, Erweiterung der Gebäudefläche oder Aufstockung, Einführung neuer Bauvorschriften, Vorhandensein von Ausführungsfehlern oder anderen Mängeln, sowie die Beseitigung von Dauerhaftigkeitsproblemen infolge bekannter Risiken wie Brand oder Erdbeben.

Je nach Vorgaben des Bauherrn, dem aktuellen Zustand des Tragwerks und dessen sozialer, kultureller und historischer Bedeutung kann die Verstärkung eines bestehenden Gebäudes oder einer Brücke die bessere Wahl gegenüber einem Abriss und Neubau darstellen. Studien zeigen, dass die „Turnaround-Zeit“ – also die Zeit zwischen Nutzungsunterbrechung und Wiederinbetriebnahme – bei einer Verstärkung um 15 bis 70 % kürzer ist als bei einem Neubau. Zusätzlich ergibt sich eine Reduzierung des Ressourcenverbrauchs (Arbeitskraft und Material) um 10 bis 75 % [1].

Nach einer lokalen und globalen Bewertung des bestehenden Tragwerks muss der Ingenieur zwischen verschiedenen Verstärkungsmethoden wählen, um Defizite in Zug-, Druck-, Biege-, Schub-, Durchstanz- und Torsionstragfähigkeit zu beheben und die Gebrauchstauglichkeit sicherzustellen. Eine umfassende (globale) Verstärkung des Tragwerks kann beispielsweise durch die Verwendung einer Rahmenummantelung (z. B. zusätzliche Querkraftwände), den Einbau von Mikropfählen oder durch Maßnahmen wie Basisisolierung und Energieabsorptionssysteme zur Verbesserung des Erdbebenverhaltens erfolgen. Im Gegensatz dazu umfasst die Verstärkung lokaler, einzelner Bauteile Aufbeton, Ummantelungen aus Beton, Stahl oder faserverstärktem Polymer (FRP), externe oder oberflächennahe montierte FRP, externe Vorspannungen oder intern angebrachte (nachträglich installierte) Stahlbewehrung [2]. Die Mehrheit der Verstärkungsmaßnahmen umfassen in der Regel mehrere Techniken, um die zusätzlichen Lasten effizient aufzunehmen und von ihrem Angriffspunkt bis zu den Fundamenten weiterzuleiten.

In vielen Teilen der Welt wird derzeit ein Großteil der bestehenden Gebäude und Ingenieurbauwerke verstärkt oder eine Verstärkung ist geplant. Dies erfordert eine sorgfältige Abwägung bei der Wahl der geeignetsten Verstärkungstechniken. Dieses Dokument gibt einen Überblick über das **Durchstanzen** in Beton, fasst gängige Verstärkungsmethoden zusammen und stellt die neueste Lösung von Hilti vor: das **HIT-Punching**-Verstärkungssystem, mit nachträglich installierten Gewindestangen, das 2025 eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (**aBG Z-15.5-387**) durch das *Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt)* erhalten hat.



## 2. Überblick über Flachdecken und Durchstanzverhalten in Stahlbeton

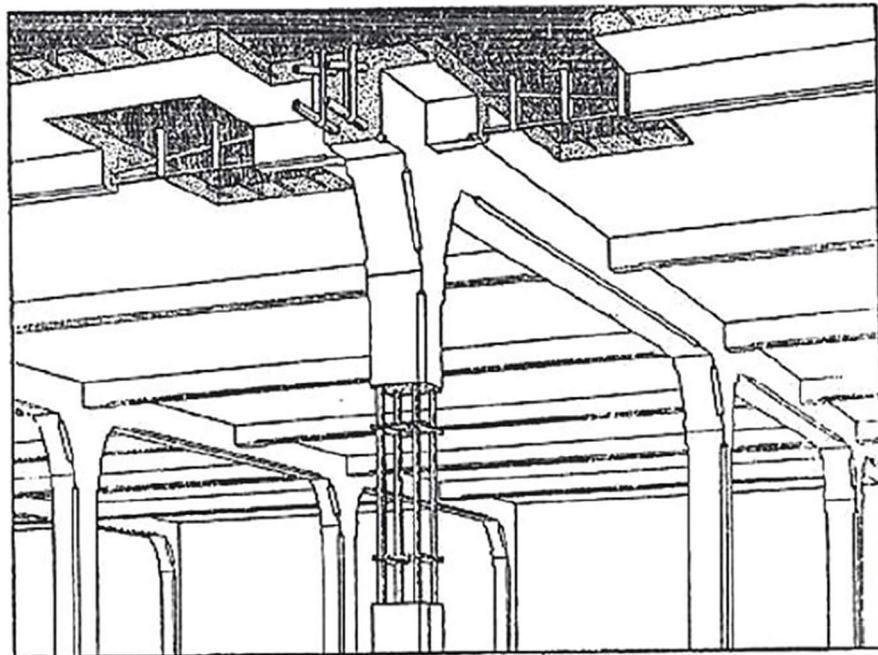


Abbildung 1: Das grundlegende Konzept des Hennebique-Designs[3].

### 2.1 Die Entwicklung der Flachdecken im Stahlbetonbau

Die weit verbreitete Verwendung früherer Stahlbetontragwerke mit Balken- und Unterzugsystemen Ende des 19. Jahrhunderts, wie beispielsweise das in **Abbildung 1** dargestellte patentierte *Système Hennebique*, spiegelte die Bauweise traditioneller Holzkonstruktionen und der damals modernen Eisenkonstruktionen wider. Diese Systeme und insbesondere ihre einzelnen Balken konnten dank der Arbeiten von Emil Mörsch [4] und Wilhelm Ritter [3] zu zuverlässigen Fachwerkmodellen mit Druck- und Zugstäben berechnet werden. Der Tragrahmen bestand aus komplexen Schalungen und Bewehrungen, die unterbrochene Deckenflächen bildeten, was die Positionierung der Gebäudetechnik unterhalb der Decke erschwerte und die Flexibilität der Grundrisse einschränkte.

Vor rund 120 Jahren stellten die ersten Stahlbeton-Flachdeckensysteme, die direkt auf Stützen auflagern, einen entscheidenden Bruch mit der traditionellen Hierarchie linearer Tragglieder dar. Das Design ihrer neuen Platten, das zwischen 1905 und 1909 gleichzeitig, jedoch unabhängig voneinander von C.A.P. Turner in den USA und Robert Maillart in der Schweiz entwickelt wurde, umfasste einen großen pilzförmigen Stützenkopf, um die Kräfte lokal von der Decke in die Stütze einzuleiten. Turners Philosophie betrachtete Stützen, Stützenköpfe und Decken als separate Elemente, die für eine schnelle Montage optimiert werden konnten. Dieser Ansatz behielt grundlegende Verbindungen zu den traditionellen Holz- und Eisenrahmenkonstruktionen der damaligen Zeit bei, was aufgrund der Vertrautheit der Bauunternehmer mit traditionellen Bauweisen zu einer breiten Akzeptanz führte. Die vergrößerten Stützenköpfe mit radialer und diagonalen Bewehrung gingen fließend in die Decke über und wurden empirisch bemessen, um Durchstanzversagen zu verhindern [5].

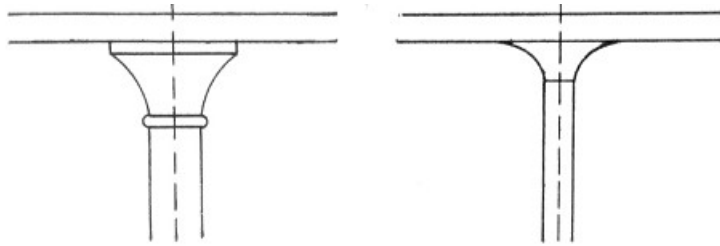


Abbildung 2: Ein Vergleich der pilzförmigen Stützenköpfe für Flachdecken von Turner (links) und Maillart (rechts) [6]

Im Gegensatz dazu verfolgte Maillart einen Ansatz, der den natürlichen Kraftfluss im monolithischen Beton widerspiegelte. Er konzipierte Decken und Stützen als „einheitliches Tragwerk“, wie in **Abbildung 2** [6] zu sehen ist, bei dem die Kräfte kontinuierlich fließen. Dadurch konnte eine nahtlose Decken-Stützen-Verbindung durch durchgehende Bewehrung in nur zwei Richtungen geschaffen werden, was zu Konfigurationen führte, bei denen Stützkopfverstärkungen oft vollständig entfielen oder durch verdickte Plattenbereiche um die Stütze herum integriert wurden. Beide Ansätze ermöglichten eine ebene Deckenunterseite und boten ausreichenden Durchstanzwiderstand durch die hyperbolische Form der Stützenköpfe, die den Kraftfluss widerspiegelte [7]. Ausgehend von Turners empirischem Ansatz entwickelte Maillart neuartige elastische Analysemethoden zur Berechnung der Biegung in zweiachsig gespannten Platten, die seine Praxis der Durchführung von Belastungstests in Originalgröße an seinen fertiggestellten Platten und Brücken ergänzten. Diese werden auch heute noch verwendet.

Der kombinierte Einfluss von Turner und Maillart war ab den 1950er Jahren zu spüren, einer Zeit, in der viele Wohn- und Bürogebäude sowie mehrstöckige Parkhäuser die großen Spannweiten (~9 m) von Flachdecken nutzten, wobei die meisten Konstruktionen vollständig auf die markanten Stützenköpfe verzichteten. Dies vereinfachte die Schalung und Bewehrung weiter und sorgte für eine durchgehende flache Deckenunterseite, die die Positionierung der Gebäudetechnik erleichterte.

## 2.2 Verhalten und Versagensarten von Stahlbetonplatten

### 2.2.1 Platten auf linienförmigen Auflagern (Balken)

Das Verhalten ein- und zweiachsig gespannter Platten unter gleichmäßig verteilter Last ist dem von Balken unter Schub ähnlich. In beiden Fällen führt die hohe Druck-, aber geringe Zugfestigkeit von Beton dazu, dass bei ausreichender Belastung Risse senkrecht zur Zugspannung entstehen. Sowohl Balken als auch ein- und zweiseitig gespannte Decken widerstehen der Querkraft durch eine Kombination aus

1. dem ungerissenen Beton in der Druckzone,
2. der Verankerungswirkung aller vorhandenen Längsbewehrungen und
3. der Verzahnung der Zuschläge entlang der Rissflächen

Die zufällige Überlagerung dieser drei Effekte erzeugt jedoch keine ausreichend große Zugfestigkeit, um ein Aufreißen des Betons unter einer vergleichsweise kleinen Zugkomponente der Schubspannung zu verhindern. Dies führt zu diagonal verlaufenden Rissen in der Nähe der Auflager, wo ein erheblicher Aufwärtsdruck über den Steg des Trägers der nach unten gerichteten Last entgegenwirkt. Ein wirksamer Querkraftwiderstand erfordert die Zugabe einer speziellen Querkraftbewehrung – bekannt als Bügel, Schlingen oder Klammern – die nach der Bildung der ersten diagonalen Risse aktiviert wird, um deren Breite innerhalb akzeptabler Grenzen zu begrenzen [8].

### 2.2.2 Platten auf punktförmigen Auflagern (Stützen)

Im Gegensatz zu von Balken gestützten Decken (linienförmige Auflager), aber mit mehreren ähnlichen Eigenschaften, übertragen Flachdecken große, konzentrierte Lasten in einen belasteten Bereich um die Stütze herum (punktförmiges Auflager). Bei mäßiger Belastung bilden sich zunächst **radiale** Biegerisse auf der Zugseite der Platte, die vom Stützenbereich nach außen verlaufen und die Platte in Segmente unterteilen, die sich um die Stütze drehen. Dies führt zu einer Momentenumverteilung in tangentialer

Richtung, wo der Beton noch ungerissen und vergleichsweise steifer ist. Bei höheren Belastungen bildet der Beton dann **umlaufende** (oder tangential) Biegerisse um die Stütze herum. Diese erzeugen gleichzeitig geneigte Schubrisse, die aus den ringförmigen Rissen in der Zugzone der Platte in tangentialer Richtung entstehen und sich in Richtung der Druckzone ausbreiten, wo die Plattenunterseite auf den belasteten Bereich trifft, d. h. auf die Stützenfläche, wenn keine Stützenköpfe vorhanden sind, wie in **Abbildung 3** dargestellt. Diese Risse stören die geneigten Druckstreben, die der Querkraft widerstehen, und einer davon wird als „kritischer Schubriss“ bezeichnet, der die Druckstrebe in der Nähe des belasteten Bereichs unterbricht. Durch höhere Plattenrotationen verursachte breitere kritische Schubrisse führen zum Zusammenbruch der Druckstrebe und zu einem plötzlichen Verlust der Widerstandsfähigkeit der Platten-Stützen-Verbindung, was wiederum zu einem lokalen, spröden Versagen führt, das als „Durchstanzen“ bekannt ist. [9].

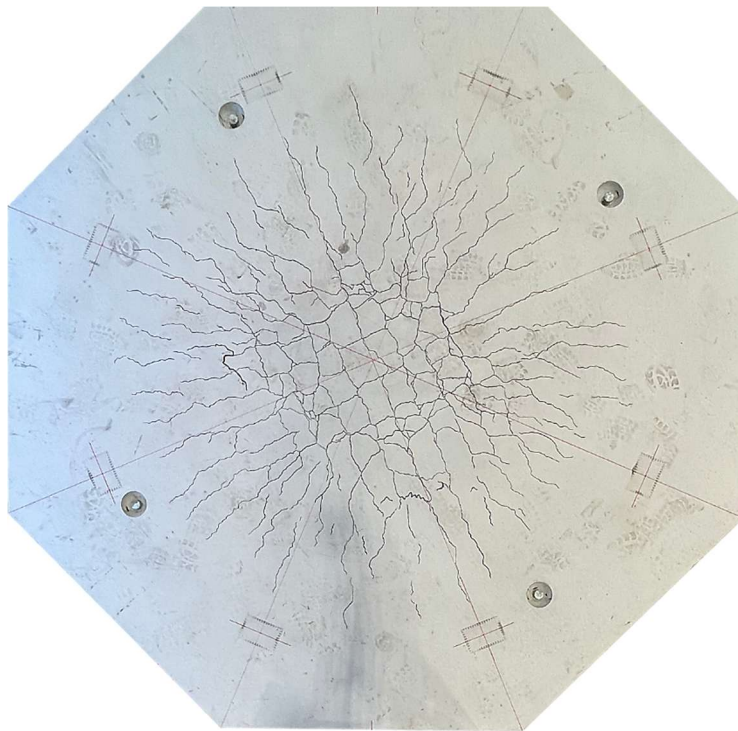


Abbildung 3: Beispiel für radiale und tangential Risse in einer typischen Betonplatte unter konzentrierten Lasten © Hilti

Flachdecken sind jedoch nicht nur auf die Festigkeit des ungerissenen Betons in der Druckzone angewiesen, sondern auch auf mehrere andere Faktoren, um der Durchstanzquerkraft standzuhalten:

1. Verzahnung der Zuschläge infolge tangentialer Verschiebung entlang der Rissfläche
2. Restzugspannungen im Beton beim Öffnen der Rissfläche
3. Dübelwirkung der Längsbewehrung in der Zugzone
4. Zug- und Dübelkräfte, die durch eine vorhandene Durchstanzbewehrung übertragen werden

Unabhängig davon führt das Versagen aufgrund eines Ungleichgewichts zwischen den ausgeübten Einwirkungen und den inneren Querkraften zu einer **Kegelstumpfbildung** um die Stütze herum, wie die beiden Proben in **Abbildung 4** zeigen.



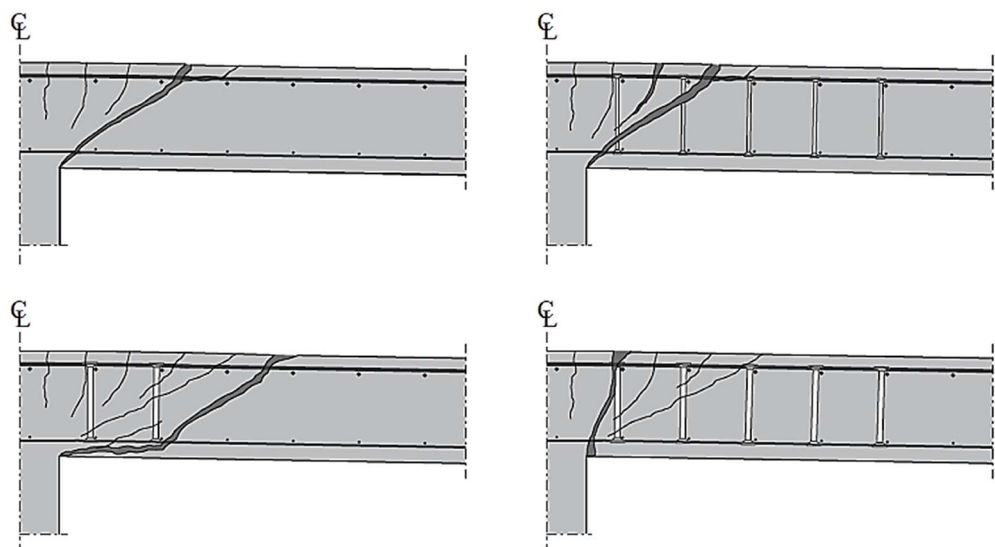


**Abbildung 4: Flachdeckenproben, die die Bildung von Schubrisen und den Kegelstumpf verdeutlichen © Hilti**

Mehrere Arten von Schubbewehrung – am häufigsten Bügel, aber auch Doppelkopfbolzen – werden in die Platte einbetoniert, um den Durchstanzwiderstand zu erhöhen. Abhängig von der Menge und der Detaillierung der Schubbewehrung tritt das Versagen ein, wenn die konzentrierten Lasten den maximalen Durchstanzwiderstand innerhalb oder außerhalb der schubbewehrten Zone überschreiten. Wird eine unzureichende Schubbewehrung vorgesehen, um das Wachstum des kritischen Schubrisses im Inneren zu begrenzen, kommt es zum Fließen oder Herausziehen der verankerten Schubbewehrung innerhalb dieser Zone. Das Versagen kann auch außerhalb der schubbewehrten Zone auftreten, wenn diese nicht ausreichend groß ist. Nachdem Versagen innerhalb und außerhalb der schubbewehrten Zone ausgeschlossen wurde, begrenzt die Tragfähigkeit der Beton-Druckstreben den maximalen Durchstanzwiderstand der Platte [10], wie in

**Abbildung 5 dargestellt.**

**Abbildung 5: Versagensarten beim Durchstanzen: (oben links) Versagen ohne Durchstanzbewehrung; (oben rechts) Versagen**



innerhalb des Bereichs mit Durchstanzbewehrung; (unten links) Durchstanzen außerhalb des Bereichs mit Durchstanzbewehrung; (unten rechts) Versagen der Druckstrebe bei maximaler Widerstandsfähigkeit, adaptiert aus [9]

Mitunter kann ein Durchstanzversagen an einer Platten-Stützen-Verbindung ähnliche Versagen an anderen Stellen der Platte auslösen, an denen mehrere belastete Bereiche die Betonplatte durchdringen.

Dies gefährdet die strukturelle Integrität und kann zu einem fortschreitenden Einsturz führen, der erhebliche Sicherheitsrisiken für die Bewohner darstellt, wie mehrere Schadensfälle in der Vergangenheit gezeigt haben

- 1995 – Sampoong-Kaufhaus in Seoul, Korea, forderte über 500 Todesopfer und verletzte über 900 Personen
- 1997 – Piper Row Parkhaus in Wolverhampton, UK, glücklicherweise ohne Todesopfer trotz Nutzung
- 2004 – Tiefgarage in Gretzenbach, Schweiz, sieben Feuerwehrleute kamen ums Leben.
- 2021 – Champlain Towers in Florida, USA, forderte das Leben von 98 Bewohnern

### **2.2.3 Modelle für den Durchstanzwiderstand**

Abhängig von der Last und der Bemessung kann das Durchstanzversagen aus den zuvor beschriebenen Versagensarten resultieren und ist weiterhin Gegenstand intensiver Forschung, was zum aktuellen Stand der Technik geführt hat. Untersuchungen betrachten typischerweise ein isoliertes Plattenelement, das die Plattenoberfläche um eine Stütze darstellt und durch die Linie der Momentenumkehr für radiale Momente begrenzt ist [11]. Das Ergebnis dieser Untersuchungen führte zur Entwicklung mehrerer Modelle [9], die wie folgt klassifiziert wurden:

- Empirisch oder semi-empirisch
- Basierend auf linearer oder nichtlinearer Bruchmechanik
- Basierend auf der Plastizitätstheorie
- Kinematische Versagensmechanismen

Während jedes dieser Modelle die komplexen Versagensmechanismen erfasst, sind die (semi-)empirischen Modelle in der Praxis am einfachsten anzuwenden, da sie die wesentlichen Einflussgrößen ausreichend berücksichtigen (trotz Einschränkungen aufgrund der bisher ausgewerteten Versuchsdaten) und die Grundlage für die Durchstanznachweise mit und ohne Durchstanzbewehrung in Bemessungsnormen wie EN 1992-1-1:2004 bilden [12]. In solchen Normen gilt: Damit das Fachwerkmodell für den Durchstanznachweis zuverlässig funktioniert, muss jede eingebaute Bewehrung den Druckgurt umschließen oder einhaken, um als Zugband die Kraftübertragung im Knoten zu ermöglichen. In der Praxis kann diese Anforderung über: Verbundwirkung, Zugfestigkeit des Betons oder am häufigsten durch direkte Auflager, bei denen die Querkraftbewehrung mit oder ohne Längsbewehrung in der Druckzone gebogen wird, erreicht werden [13].



## 3. Bemessung von Betonbauteilen für Durchstanzen

### 3.1 Allgemeine Grundsätze

Die Bemessung unterscheidet zwischen Betonbauteilen mit und ohne Durchstanzbewehrung, wie z. B. Flachdecken, die auf Stützen aufliegen, sowie Stützen, die auf Einzelfundamenten oder Plattenfundamenten stehen. Diese Bauteile besitzen in der Regel schlanke Querschnitte und sind konzentrierten Lasten ausgesetzt. Für die Bemessung beider Bauteiltypen wird in der ersten Generation der Norm EN 1992-1-1:2004 [12] ein empirisch abgeleiteter Ansatz [14] verwendet, der dem Verfahren für einachsige Platten und Balken mit Schubversagen ähnelt. Die Formulierungen sind praxisgerecht und erhalten ein konsistentes Widerstandsmodell für Schub- und Durchstanznachweise, wobei sich die Unterschiede in den maßgebenden Bemessungsparametern nur geringfügig zeigen. Der wichtigste Unterschied besteht darin, dass der variable Druckstrebenwinkel, der für die Überprüfung des Querkraftwiderstands verwendet wird ( $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ ), durch einen festen Druckstrebenwinkel ( $\tan \theta = 0.5$ ) für die Durchstanznachweise ersetzt wird.

Die folgenden Abschnitte beschreiben den Ansatz, den ein Planer verfolgt, um die Notwendigkeit einer Durchstanzbewehrung zu prüfen, basierend auf dem allgemeinen Wortlaut in Abschnitt 6.4 der Norm EN 1992-1-1:2004. Dieser Abschnitt des Eurocodes enthält mehrere national festgelegte Parameter (NDPs) und nicht widersprüchliche ergänzende Informationen (NCI) in den länderspezifischen nationalen Anhängen (NAs), wie beispielsweise der deutschen DIN EN 1992-1-1/NA [15] und der österreichischen ÖNORM B 1992-1-1 [16]. Im Folgenden wird der deutsche Anhang behandelt, da er deutlich umfassender ist.

### 3.2 Die belastete Fläche und der Kontrollumfang (kritische Rundschnitt) für Platten und Fundamente

#### 3.2.1 Die belastete Fläche $u_0$

Vor der Durchführung der Widerstandsnachweise gemäß EN 1992-1-1:2004 müssen gemäß den Abschnitten 6.4.1 und 6.4.2 [12] sowohl die Länge des belasteten Bereichs  $u_0$  als auch die Länge des Kontrollumfangs (kritischen Rundschnitts)  $u_1$  bekannt sein. Bezugnehmend auf die Abbildungen 6.12 und 6.13 von [12] bezieht sich die belastete Fläche auf bestimmte Bereiche des Druckgliedes (Stütze oder Wand), auf die die Last aufgebracht wird. Diese Fläche wird typischerweise durch die Lage der Stütze oder Wand in Bezug auf die Platte oder das Fundament modifiziert; beispielsweise sind nicht alle Seiten einer Stütze belastet, wenn sich die Stütze am Plattenrand befindet.

Bei rechteckigen Stützen mit großen Querschnitten (Seitenverhältnisse  $a/b > 2$ ) entwickelt sich der Widerstand gegen Durchstanzen nur vollständig, wenn die belastete Fläche klein genug ist, um eine dreiaxiale Spannungsverteilung im Beton zu erzeugen. Dies bedeutet, dass sich der Durchstanzwiderstand nicht über den gesamten Querschnitt der Stütze entwickelt, sondern nur in bestimmten Bereichen, wodurch der Querschnitt in Zonen für Schub und Durchstanzen unterteilt wird, wie in

Abbildung 6 dargestellt.

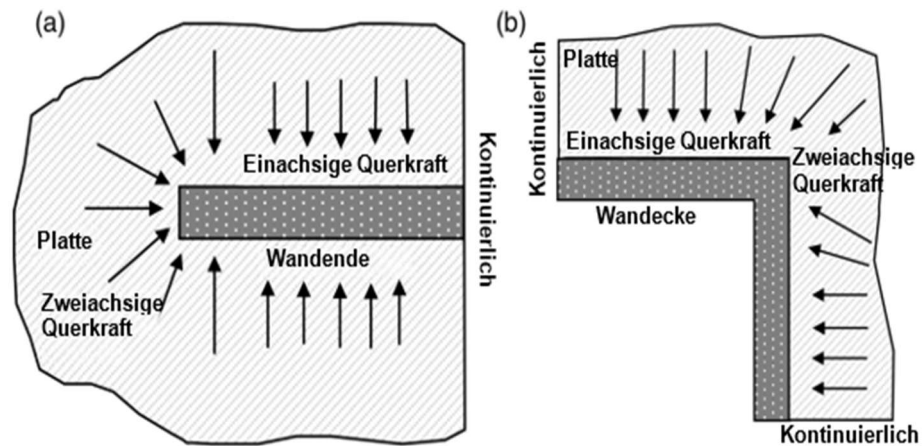
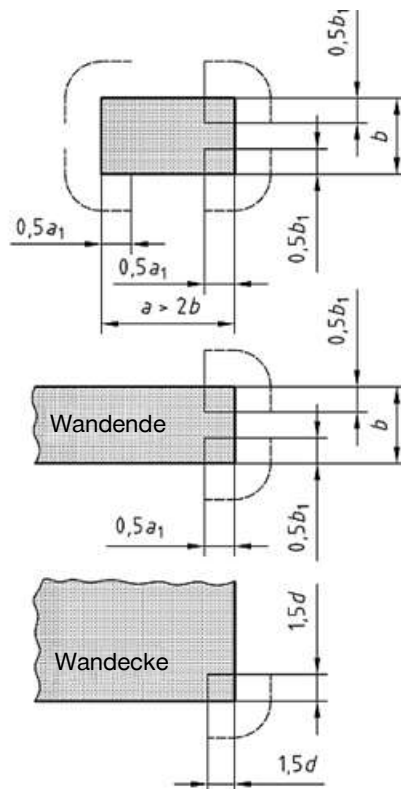


Abbildung 6: Schub- und Durchstanzkräfte, die von der Platte auf die Auflager an Wandenden (links) und Wandecken (rechts) übertragen werden, nachgebildet aus Abbildung 1 [17].

Während der allgemeine Wortlaut von [12] keine derartigen Bestimmungen enthält und die Bemessung somit dem Ermessen des Planers überlässt, gibt DIN EN 1992-1-1/NA [15] zusätzliche Empfehlungen, indem das Seitenverhältnis der belasteten Fläche begrenzt wird. Anschließend kann Abschnitt 6.2.2 [15] verwendet werden, um den Schubwiderstand zu überprüfen. Darüber hinaus wird im Nationalen Anhang ein Verhältnis von  $u_0/d_{ef} \leq 12$  (d. h.  $u_0/4 \leq 3d_{ef}$  pro Ecke) angewendet, wobei die effektive Nutzhöhe der Platte  $d_{ef}$  beträgt, wie in **Abbildung 7** dargestellt. Diese Regelung gilt auch für Stützen mit verstärkten Stützenköpfen (auch als „Pilzköpfe“ bekannt).



$$b_1 = \min \{b, 3d\}$$

$$a_1 = \min \{a, 2b, 6d - b_1\}$$

Abbildung 7: Belastete Bereiche und kritische Rundschnitte, die für die Überprüfung der Durchstanztragfähigkeit verwendet werden: große Stützen (oben), Wandenden (Mitte) und Wandecken (unten), übernommen aus Abb. NA.6.12.1 [15]

Bei Stützen mit kreisförmigem Querschnitt und einem Verhältnis  $u_0/d_{ef} > 12$  wird ein ähnliches Vorgehen angewendet, das eine Überprüfung der Schubkraftverteilung entlang des Umfangs der Stütze erfordert. Für den Durchstanznachweis bedeutet dies jedoch, dass der empirische Vorfaktor  $C_{Rd,c}$  reduziert werden muss. Dies wird in den folgenden Abschnitten näher erläutert.

### 3.2.2 Der kritische Rundschnitt bzw. Kontrollumfang $u_1$

Für **Platten** gilt: Die Verwendung eines festen Druckstrebenwinkels von  $\tan \theta = 0.5$  impliziert, dass der kritische Rundschnitt für den Nachweis des Durchstanzwiderstands in einem Abstand von  $2d_{ef}$  vom Rand der belasteten Fläche angeordnet wird. Seine Länge wird als  $u_1$  (oder  $u_{crit}$ ) bezeichnet. Der Kontrollumfang bzw. kritische Rundschnitt wird so konstruiert, dass seine Länge minimiert wird und folgt typischerweise der Form der belasteten Fläche  $u_0$ , wie im vorherigen Abschnitt bestimmt. Ausnahmen bilden Platten, die über den Rand der belasteten Fläche auskragen. Wie in Abbildung 6.14 dargestellt [12], wird die Länge des kritischen Rundschnitts  $u_1$  durch das Vorhandensein von Öffnungen verringert.

Für **Fundamente** wird die Länge des kritischen Rundschnitts  $u_1$  nicht pauschal bei  $2d_{ef}$  angesetzt, sondern durch eine variable Entfernung  $a_{crit}$  begrenzt, die iterativ zu bestimmen ist, indem das kleinste Verhältnis der Bemessungsdurchstanzspannung zur Widerstandsfähigkeit  $v_{Rd,c}/v_{Ed}$  ermittelt wird. Als Vereinfachung kann die Entfernung  $a_{crit}$  bei schlanken Fundamenten mit einem Schubspannungs-zu-Höhen-Verhältnis  $\lambda = a_\lambda/d_{ef} > 2$  auf  $1.0d_{ef}$  gesetzt werden, wobei  $a_\lambda$  der Abstand zur kleinsten Kante (oder zum Momentenumkehrpunkt) und  $d_{ef}$  die wirksame Nutzhöhe ist [15]. Die Schlankheit des Fundaments hat einen proportionalen Einfluss auf  $a_{crit}$ , wobei eine höhere Schlankheit  $a_{crit}$  erhöht und damit zu einer geringeren Bemessungs-Durchstanzbelastung führt. Umgekehrt wird  $a_{crit}$  bei gedungenen Fundamenten mit  $\lambda = a_\lambda/d_{ef} \leq 2$  aufgrund der steileren Neigungen der Versagensrisse reduziert. Folglich wird der Anteil des Bodendrucks, der der Bemessungsdurchstanzspannung entgegenwirkt, durch die von  $a_{crit}$  begrenzte Fläche beeinflusst.

### 3.2.3 Stützenköpfe

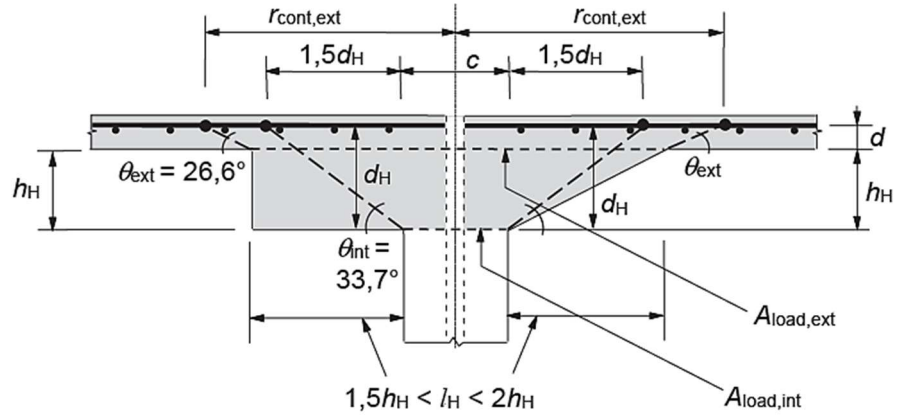
Abschnitt 6.4.2 der Norm EN 1992-1-1:2004 verlangt den Nachweis des Durchstanzwiderstands entweder innerhalb und außerhalb oder nur außerhalb des Stützenkopfes, abhängig vom Schlankheitsverhältnis  $l_H/h_H$  (siehe Abbildung 6.17 [12]), wobei gedrungene Stützenköpfe  $l_H/h_H < 2$  nur außerhalb des Kopfes und schlanke Stützenköpfe  $l_H/h_H \geq 2$  sowohl innerhalb als auch außerhalb des Kopfes nachgewiesen werden müssen.

Der nationale Anhang DIN EN 1992-1-1/NA reduziert die Schlankheitsgrenze auf  $l_H/h_H < 1.5$  und führt einen zusätzlichen Nachweis für Stützenköpfe mit Schlankheitsverhältnissen zwischen  $1.5 < l_H/h_H < 2.0$  ein, um mögliche Versagen infolge von Rissneigungen zwischen  $30^\circ$  und  $35^\circ$  auszuschließen, wie in

**Abbildung 8** dargestellt. Diese Regelungen gelten ebenfalls für die Nachweise von Stützen mit Köpfen auf Fundamenten.



Abbildung 8: Zusätzliche Nachweise für Stützenköpfe mit Schlankheitsverhältnissen zwischen  $1,5 < l_H/h_H < 2,0$



reproduziert aus Abbildung H6-33 [13]

### 3.3 Nachweis des Durchstanzwiderstands nach EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

#### 3.3.1 Kontrollumfang bzw. kritischer Rundschnitt zur Überprüfung

Wie bereits in Abschnitt 2.2.2 dieses Dokuments erwähnt, breiten sich die geneigten Schubrisse von der Zugzone der Platte zur Druckzone aus, wo die Plattenunterseite auf die belastete Fläche trifft. Da einer dieser Risse – der sogenannte kritische Schubriss – die Druckstrebe nahe der belasteten Fläche durchschneidet, bestimmt er den Kontrollumfang bzw. kritischen Rundschnitt, der für den Nachweis der Druckstrebe maßgebend ist.

Im Haupttext von EN 1992-1-1:2004, 6.4.3 (2) wird die Durchführung von drei Nachweisen an verschiedenen Kontrollumfängen gefordert, die in **Tabelle 1** aufgeführt und mit den in der DIN EN 1992-1-1/NA geforderten Kontrollumfängen verglichen werden.

Tabelle 1: Kontrollumfänge für die Nachweise auf Durchstanzen nach EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

	Kontrollumfang verwendet in:	
Überprüfung für:	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
Maximaler Durchstanzwiderstand $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	$u_0$	$u_1$
Anforderung an die Durchstanzbewehrung $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$	$u_1$	
Grenzen der Durchstanzbewehrung $v_{Rd,cs} \leq k_{\max} v_{Rd,c}$		

Zusammengefasst in **Tabelle 2**, werden die Bemessungsdurchstanzspannung  $v_{Ed}$  und Grenzwerte für das Versagen der Druckstrebe  $v_{Rd,max}$  timmt durch:

Tabelle 2: Unterschiede bei der Ermittlung der Bemessungsschubspannung und der maximalen Tragfähigkeit gemäß EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{ef}} \leq v_{Rd,max}$	$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{ef}} \leq v_{Rd,max}$
$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \frac{\alpha_{cc} f_{ek}}{\gamma_c} \quad v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ek}}{250}\right)$	$v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c}$

### 3.3.2 Lastexzentrizitätsfaktor, $\beta$

Die Gleichung (6.38) aus [12], wiedergegeben in **Tabelle 2**, wandelt die Bemessungsschubkraft in eine Spannung am Kontrollumfang bzw. kritischen Rundschnitt um. Die Gleichung führt einen Lastexzentrizitätsfaktor  $\beta$  ein, der ein- oder zweiachsige Biegung berücksichtigt, welche die Schubkraft ungleichmäßig verteilt und die Spannung auf einer Seite des Kontrollumfangs erhöht. Sie berücksichtigt auch die Exzentrizität zwischen dem Schwerpunkt der Stütze und dem Schwerpunkt des durch  $u_1$ .

begrenzten kritischen Rundschnitt. EN 1992-1-1:2004 unterscheidet zwischen zwei Ansätzen zur Berechnung des  $\beta$ -Faktors, die grob wie folgt bezeichnet werden:

- „**Näherungsweise**“: Die Werte in EN 1992-1-1:2004, 6.4.3 (6) und den verschiedenen nationalen Anhängen gelten nur, wenn seitliche Stabilität des Tragwerks nicht vom Rahmensystem zwischen Platte und Stützen abhängt und die beiden Spannweiten sich in ihrer Länge um nicht mehr als 25 % unterscheiden. Sie sind in Tabelle 3 wiedergegeben.

Tabelle 3: Näherungsweise Werte des Lastexzentrizitätsfaktors für EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

Bemessungsnorm/	Näherungsweise Werte $\beta$				
Nationaler Anhang	Innenstütze	Randstütze	Eckstütze	Wanddecke	Wandende
EN 1992-1-1	1,15	1,4	1,5	-	
DIN EN 1992-1-1	1,10			1,20	1,35

- „**Genaueres Verfahren**“: Genauere Werte des Lastverteilungsfaktors werden unter Verwendung eines vollständig plastischen Ansatzes für die Schubspannungsverteilung ermittelt. Hierbei erzeugt ein bestimmter Anteil des Moments  $M_{Ed}$  zusätzliche Schubspannungen im kritischen Rundschnitt, die sich weiter verstärken, da eine Vergrößerung der Stützenabmessung senkrecht zur Momentenachse  $c_1$  ebenfalls die Schubspannungen im Kontrollumfang erhöht, wie in Abbildung 6.19 von [12], wiedergegeben in **Abbildung 9**, dargestellt. Der verbleibende Anteil des Moments wird über Biegung und Torsion in die Stütze eingeleitet. Das Widerstandsmoment  $W_1$  wird entlang des Kontrollumfangs bzw. kritischen Rundschnitts  $u_1$  gemäß Gleichung (6.40) [19] bestimmt. In **Tabelle 4** wiedergegeben, führt der Nationale Anhang DIN EN 1992-1-1/NA die Gleichung (NA.6.39.1) ein, die eine präzise Ermittlung des  $\beta$ -Faktors bei zweiachsiger Exzentrizität als Vektorsumme ermöglicht, wie in **Tabelle 4** dargestellt.

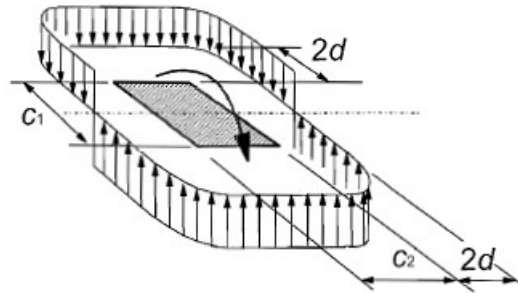


Abbildung 9: Schubverteilung infolge unausgeglichener Momente in Bezug auf die Spannweite  $c_1$  senkrecht zur Momentenachse aus Abb. 6.19 [12]

EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \cdot \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}}\right)^2}$

Tabelle 4: Ermittlung des Lastexzentrizitätsfaktors gemäß EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

### 3.3.3 Nachweis ohne Durchstanzbewehrung

EN 1992-1-1:2004, 6.4.4 enthält den Widerstandsnachweis für Platten und Fundamente ohne Durchstanzbewehrung, wobei die national festgelegten Parameter (NDPs) in DIN EN 1992-1-1 in der Originalquelle farblich hervorgehoben sind und in **Tabelle 5** detailliert dargestellt werden. Für Platten gilt somit:

$$v_{Rd,c} = \max \left[ \mathbf{C}_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, \mathbf{v}_{min} \right] + \mathbf{k}_1 \sigma_{cp} \quad (\text{in N/mm}^2) \quad (1)$$

Parameter	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
$\mathbf{C}_{Rd,c}$	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$	Flachdecken im Allgemeinen: $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$ Innenstützen bei Flachdecken mit $\frac{u_0}{d_{ef}} < 4$ : $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \left(0.1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0.6\right)$ Fundamente: $C_{Rd,c} = 0.15/\gamma_c$ Rundstützen bei Flachdecken mit $\frac{u_0}{d_{ef}} > 12$ : $C_{Rd,c} = \left(\frac{12}{u_0}\right) \cdot \frac{0.18}{\gamma_c} \geq \frac{0.15}{\gamma_c}$
$\mathbf{v}_{min}$	$v_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	Für $d_{ef} \leq 600 \text{ mm}$ , $v_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ Für $d_{ef} > 800 \text{ mm}$ , $v_{min} = \frac{0.0375}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ Lineare Interpolation möglich bei $600 \text{ mm} \leq d_{ef} < 800 \text{ mm}$
$\mathbf{k}_1$		$k_1 = 0,10$

Tabelle 5: National festgelegte Parameter (NDPs) für Gl. (6.47) in EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA

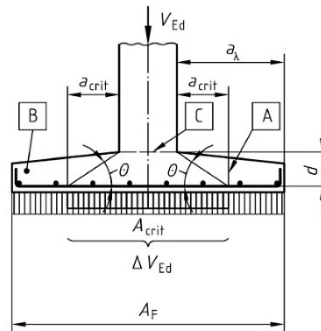
Für **Fundamente** wird  $v_{Rd,c}$  durch das Verhältnis  $2d_{ef}/a_{crit}$  modifiziert, das sich aus den kompakteren Abmessungen – insbesondere bei Einzelfundamenten – und der Interaktion zwischen Fundament und Boden ergibt. Dies führt zu:

$$v_{Rd,c} = \max \left[ \mathbf{C}_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, \mathbf{v}_{min} \right] \cdot \frac{2d_{ef}}{a_{crit}} \quad (\text{in N/mm}^2) \quad (2)$$

Die Distanz zum kritischen Rundschnitt  $a_{crit}$  wird iterativ unter Verwendung des kleinsten Verhältnisses von  $v_{Rd,c}/v_{Ed}$  berechnet, und bietet die Möglichkeit, den gesamten entlastenden Bodendruck  $\sigma_{gd}$  in der nach oben gerichteten Kraft  $\Delta V_{Ed}$  in Gl. (6.48) [12] abzuziehen, zur Berechnung von  $V_{Ed,red}$ . Dies ergibt einen höheren Durchstanzwiderstand als bei Verwendung einer Näherung wie in [15] für schlanke und gedrungene Fundamente  $\lambda = a_\lambda/d_{ef} > 2$  beschrieben, kann stattdessen eine vereinfachte Berechnung mit  $a_{crit} = 1.0d_{ef}$  verwendet werden, die jedoch nur eine Abzugsmöglichkeit von der Hälfte des Erddrucks in  $\Delta V_{Ed}$  ermöglicht. Zur Bewertung der Schlankheit  $a_\lambda$  wird entweder der kleinste Randabstand von der Stützenfläche bis zur Fundamentkante oder der kleinste Abstand zum Momentenumkehrpunkt (typischerweise  $0.22L_x$ )



verwendet. In beiden Fällen wirkt sich der günstige Effekt des Bodendrucks nur innerhalb des durch  $a_{crit}$  begrenzten Bereichs aus, wie in



**Abbildung 10** dargestellt.

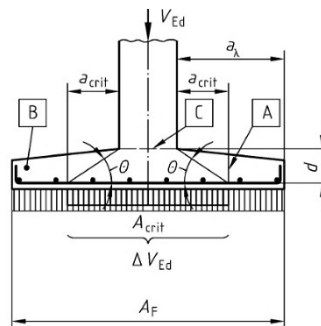


Abbildung 10: Reduzierung des Bodendrucks innerhalb des durch den kritischen Rundschnitt begrenzten Bereichs,  $A_{crit}$  nachgebildet aus Abb. NA.6.21.1 [15]

### 3.4 Bemessung mit Durchstanzbewehrung nach EN 1992-1-1 und NA-DE

Ein wesentliches Merkmal der Durchstanzbemessung, das sie von der Querkraftbemessung bei Balken und ein- bzw. zweiachsig gelagerten Platten unterscheidet, ist: Wenn der Beton allein nicht alle auftretenden Durchstanzschubspannungen aufnehmen kann, ergänzt die eingebaute Durchstanzbewehrung diesen Widerstand. Auf Basis von Fachwerkmodellen schreiben Bemessungsnormen wie EN 1992-1-1:2004 und deren Nationale Anhänge vor, dass ein bestimmter Widerstand des Betons aktiviert werden kann

Die Bereitstellung von Durchstanzbewehrung – meist in Form von Bügeln, aber auch Doppelkopfbolzen – ist die geeignetste Lösung, um den Widerstand und die Verformungsfähigkeit von Flachdecken zu erhöhen. Abhängig von Menge und Detailierung der Durchstanzbewehrung bestimmen drei Versagensarten die Bemessung:

1. Versagen innerhalb der schubbewehrten Zone.
2. Versagen der Beton-Druckstreben.
3. Versagen außerhalb der schubbewehrten Zone.

#### 3.4.1 Versagen innerhalb der schubbewehrten Zone $V_{Rd,cs}$

Wenn die Bemessung Durchstanzbewehrung erfordert, bestimmen mehrere Faktoren die erforderliche Bewehrungsmenge:

1. Beitrag des Betons ohne Durchstanzbewehrung  $V_{Rd,c}$ :

2. Mindestquerschnitt je Bewehrungselement (z. B. Bügel), um ein Fließen der Schubbewehrung bei Bildung der ersten Schubrisse zu vermeiden,  $A_{sw,min}$ -samt erforderliche Durchstanzbewehrung je Verstärkungsreihe zur Aufnahme der Bemessungslast,  $A_{sw,crit}$ .
3. Neigung der vorgesehenen Bewehrung  $\theta$ .
4. Effektive Nutzhöhe des Querschnitts,  $d_{ef}$ .
5. Radialer Abstand zwischen den Verstärkungsreihen  $s_r$  als Funktion von  $d_{ef}$ .

EN 1992-1-1:2004 bestimmt die erforderliche Durchstanzbewehrung mit dem „Fachwerk-“ bzw. „Spannungsfeldmodell“ unter Verwendung eines flacheren, fixen Druckstrebenwinkels von ca.  $33^\circ$  (aus  $\cot \theta = 1.5$ ). Daher:

- Effektive Streckgrenze:  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$  (3)

- Wirksame Fließkraft je Bügel:  $F_{sw,i} = A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}$  (4)

- Gesamtbewehrung pro Verstärkungsreihe:  $A_{sw,i} = n \cdot A_{sw}$  (5)

- Kräfte in allen Bügeln bei  $u_1$ :  $V_{Rd,s} = f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,crit} \cdot \frac{d_{ef} \cdot \cot \theta}{s_r}$  (6)

- Wenn Bügel geneigt sind ( $\alpha \neq 90^\circ$ ):  $V_{Rd,s} = \left[ 1,5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,crit} \cdot \frac{d_{ef}}{s_r} \right] \cdot \sin \alpha$  (7)

- Mit Betonbeitrag:  $V_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c}(u_1 d_{ef}) + \left[ 1,5 f_{ywd,ef} A_{sw,crit} \frac{d_{ef}}{s_r} \right]$  (8)

Minstdurchstanzbewehrung:  $A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1,5(f_{ywd,ef} \gamma_s)} (s_r \cdot s_{t,max})$  Die erforderliche Menge an Durchstanzbewehrung in Gl. (8) kann bestimmt werden, indem  $V_{Rd,cs} = V_{Ed}$  gleichgesetzt und die Gleichung umgestellt wird, um die erforderliche Gesamtbewehrung  $A_{sw,crit}$  direkt zu berechnen:

$$A_{sw,crit} = \frac{V_{Ed} - 0,75 v_{Rd,c}(u_1 d_{ef})}{1,5 f_{ywd,ef} \left( \frac{d_{ef}}{s_r} \right)} \quad (\text{mm}^2) \quad (10)$$

Für Platten und Fundamente muss diese Bewehrung in allen Bewehrungsreihen innerhalb der schubbewehrten Zone angeordnet werden.

**DIN EN 1992-1-1/NA** [15] führt mehrere zusätzliche Bestimmungen zu Abschnitt 6.4.5 von [12] ein:

1. Der günstige Einfluss einer Vorspannung  $\sigma_{cp}$ , der in  $v_{Rd,c}$  aus Gl. (1) berücksichtigt wird, ist auf  $0,5 \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}$  begrenzt, wobei  $\sigma_{cp}$  nicht größer als 2 MPa sein kann, was zu folgendem Ergebnis führt:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \left[ v_{Rd,c} + 0,5 \cdot k_1 \cdot \min(\sigma_{cp}; 2) \right] \cdot (u_1 d_{ef}) + \left[ 1,5 f_{ywd,ef} A_{sw,crit} \frac{d_{ef}}{s_r} \right] \quad (\text{kN}) \quad (11)$$

2. Eine Erhöhung der erforderlichen Durchstanzbewehrung in den ersten beiden Verstärkungsreihen: Die Vergrößerungsfaktoren  $\kappa_{sw,1} = 2,5$  und  $\kappa_{sw,2} = 1,4$  werden nur auf  $A_{sw,crit}$  für die **erste** bzw. **zweite** Bewehrungsreihe angewendet.
3. Der Durchstanznachweis für Fundamente verwendet einen modifizierten Ansatz, um die **steileren Neigungen** der Schubrisse zu berücksichtigen. Dies erfordert, dass der Bereich mit Schubbewehrung sowie eine vorhandene Durchstanzbewehrung näher am Auflager angeordnet werden. Bei diesem Ansatz wird kein Beitrag des Betons zur Durchstanztragfähigkeit berücksichtigt  $v_{Rd,c}$ , sondern ausschließlich der Beitrag der Durchstanzbewehrung in den ersten beiden Bewehrungsreihen  $A_{sw,1+2}$  der gleichmäßig auf die beiden Reihen verteilt wird. Diese müssen zwischen  $0,3d_{ef}$  und  $0,8d_{ef}$  von der Stützenoberfläche angeordnet sein. Alle nachfolgenden Bewehrungsreihen (dritter, vierter usw.) tragen nicht zum Widerstand bei und erfordern daher nur **33 %** von  $A_{sw,1+2}$  pro Bewehrungsreihe. Daher:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,1+2} \quad (\text{kN}) \quad (12)$$

**Versagen der Betondruckstreben**  $V_{Rd,max}$ alog zu den Bemessungsregeln für einachsige Schubtragfähigkeit in Abschnitt 6.2.2 [12] wird die maximale Durchstanztragfähigkeit mit und ohne Durchstanzbewehrung,  $v_{Rd,max}$ urch die Widerstandsfähigkeit der Druckstreben am Rand der belasteten Fläche,  $u_0$ , begrenzt. Sie setzt sich zusammen aus der Bemessungsdruckfestigkeit des Betons,  $f_{cd}$ , und dem Reduktionsfaktor für Beton mit Schubrisen  $v$  gemäß Gleichung (6,6 N) [12]:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d_{ef}} \leq 0.4 v f_{cd} = v_{Rd,max} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (13)$$

Da Gleichung (13) die maximale Durchstanztragfähigkeit [18] deutlich überschätzt, wurde mit der Änderung A1 von 2014 zu EN 1992-1-1:2004 [19] eine zusätzliche Begrenzung eingeführt, die die maximale Durchstanztragfähigkeit von Platten und Fundamenten **mit** Durchstanzbewehrung als Faktor von  $v_{Rd,c}$  (ermittelt am kritischen Rundschnitt  $u_1$ ) begrenzt, was zu folgendem Ergebnis führt:

$$v_{Rd,max} = 1.5 \cdot v_{Rd,c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (14)$$

**Anmerkung 1:** Der rot markierte Faktor (1,5) ist ein national definierter Parameter, und nationale Anhänge können abweichende Werte festlegen.

DIN EN 1992-1-1/NA führt mehrere Änderungen gemäß Gleichung (14) ein und bestimmt die maximale Durchstanztragfähigkeit als Faktor des Widerstands ohne Durchstanzbewehrung, ermittelt am kritischen Rundschnitt  $u_1$ . Für schlanke Platten ist das Versagen der Druckstrebe nahe dem Rand der belasteten Fläche weniger maßgebend als das Versagen der Beton-Druckzone, da die dreiaxiale Spannungsverteilung stark durch die Plattenrotation und die zulässige Rissbreite beeinflusst wird – beide werden durch den Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  kontrolliert. Zudem führt die geringe Höhe der Druckzone und die unvollständige Umschließung durch die Durchstanzbewehrung am Rand der belasteten Fläche dazu, dass die Betonüberdeckung absplittert, bevor die maximale Druckstrebentragfähigkeit erreicht wird [18]. Gl. (NA.6.53.1) aus DIN EN 1992-1-1/NA begrenzt somit den maximalen Widerstand auf:

$$v_{Rd,max} = 1.4 \cdot v_{Rd,c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (15)$$

**Anmerkung 2:** Obwohl dies in EN 1992-1-1:2004 nicht ausdrücklich angegeben ist, darf für die Ermittlung von  $v_{Rd,max}$  mäß DIN EN 1992-1-1/NA aufgrund fehlender experimenteller Untersuchungen kein Beitrag aus Normalspannungen  $\sigma_{cp}$  berücksichtigt werden.

**3.4.2** Bei Fundamenten wird der kritische Rundschnitt  $u_1$  nicht bei  $2d_{ef}$  bestimmt, sondern iterativ bei  $a_{crit}$  für alle Nachweise, einschließlich für  $v_{Rd,max}$  **ersagen außerhalb der schubbewehrten Zone**  $V_{Rd,c,out}$

Die Bestimmung der Ausdehnung der schubbewehrten Zone ist entscheidend, um ein Durchstanzversagen außerhalb dieser Zone zu verhindern. Die Anordnung zusätzlicher Bewehrungsreihen erweitert die Zone so lange, bis der Beton allein die aufgebrachte Spannung aufnehmen kann. Somit wird der Widerstand des Betons am äußeren Rundschnitt  $V_{Rd,c,out}$  wie folgt bestimmt:

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c,out} \cdot u_{out} \cdot d_{ef} \quad (\text{kN}) \quad (16)$$

Die Ausdehnung dieser Zone wird durch den Abstand von der belasteten Fläche  $u_0$  bis zum äußeren Rundschnitt, an dem **keine** Durchstanzbewehrung mehr erforderlich ist  $u_{out}$ , bestimmt. Die Länge des letzteren wird durch Gleichsetzen von  $\beta V_{Ed} = V_{Rd,c,out}$  und Umstellen von Gleichung (16):

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c,out} \cdot d_{ef}} \quad (\text{mm}) \quad (17)$$

berechnet. Wie bereits in Abschnitt 3.4.1 und Gleichung (8) erwähnt, ein fester Druckstrebenwinkel von ca.  $\sim 33^\circ$  (von  $\cot \theta = 1,5$ ), dass die äußerste Bewehrungsreihe innerhalb einer Entfernung von  $k d_{ef}$  von



$u_{out}$  angeordnet werden muss, wie in Abbildung 11 hervorgehoben. Der Wert von  $k$  beträgt im Haupttext der EN 1992-1-1:2004 und den meisten nationalen Anhängen 1,5.

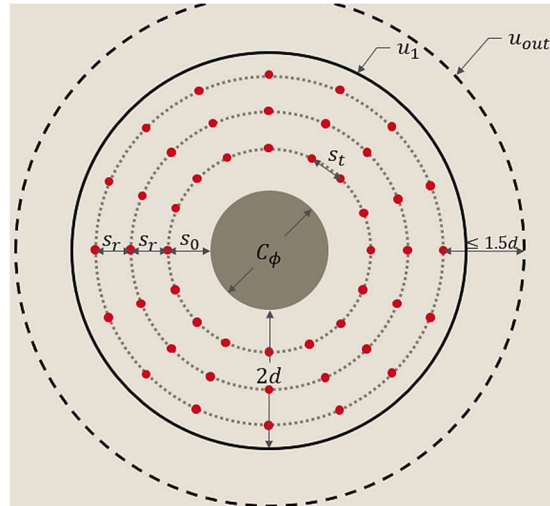


Abbildung 11: Schematische Darstellung eines Layouts für Durchstanzbewehrung, wobei die äußerste Bewehrungsreihe innerhalb des Abstands „1,5d“ liegt.

Die Ermittlung des Widerstands und der erforderlichen Anzahl von Bewehrungsreihen ist mit zwei Ansätzen möglich:

1. Die Länge von  $u_{out}$  wird gemäß Gl. (17) berechnet und die erforderliche Anzahl der Verstärkungsreihen wird dann unter Verwendung des maximalen radialen Abstands,  $s_r = 0,75d_{ef}$  bestimmt, der gleichzeitig die Bewehrung pro Reihe maximiert (siehe Gl. (10)), aber die erforderliche Reihenanzahl optimiert.
2. Bei diesem eher iterativeren Ansatz wird ein geeigneter radialer Abstand  $s_r \leq 0,75d_{ef}$  ausgewählt, und ein äußerer Rundschnitt  $u_{out}$  in einem Abstand von  $1,5d_{ef}$  hinter jeder Bewehrungsreihe positioniert. Anschließend wird überprüft, ob  $\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out}$  (Gl. (16)) erfüllt ist. Weitere Bewehrungsreihen werden angeordnet, bis der Nachweis erfolgreich ist.

Unabhängig vom Ansatz müssen mindestens zwei Bewehrungsreihen vorgesehen werden [13].

Der Nationale Anhang DIN EN 1992-1-1/NA führt geringfügige Änderungen bei der Ermittlung des Schubwiderstands  $v_{Rd,c,out}$  in Gleichung (17) ein, indem die Variablen  $C_{Rd,c}$  und  $k_1$  aus Gleichung (1) durch die Werte aus den NDPs zu Abschnitt 6.2.2 (1) [15] einachsrig gelagerte Platten ersetzt werden. Also:

$$v_{Rd,c,out} = \max \left[ \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}, v_{min} \right] + 0.12 \cdot \sigma_{cp} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (18)$$

## 4. Ansätze zur Verstärkung von Bauteilen mit unzureichendem Durchstanzwiderstand

Ein erheblicher Teil des Gebäudebestands mit Flachdeckenkonstruktionen, der in den letzten 50–70 Jahren errichtet wurde, muss heute aus verschiedenen Gründen gegen Durchstanzen verstärkt werden – beispielsweise aufgrund von Bemessungs- oder Ausführungsfehlern, Umwelteinflüssen / Korrosion, Nutzungsänderungen und weiteren Faktoren. Das unzureichende Berücksichtigen dieser Ursachen mit geeigneten Verstärkungstechniken hat weltweit zu mehreren bemerkenswerten Schadensfällen geführt, die in Teil- oder Totaleinstürzen endeten [20], wie bereits in Abschnitt 2.2.2 erwähnt.

Fünf wesentliche Parameter bestimmen den Widerstand einer Betonplatte oder eines Fundaments gegen Durchstanzen:

- a) Betondruckfestigkeit,  $f_{ck}$ .
- b) Effektive Nutzhöhe,  $d_{ef}$ , bis zur Biegebewehrung der Druckfaser
- c) Größe des Auflagers,  $u_0$ , kritischen Rundschnitts,  $u_1$ .
- d) Menge der Längsbewehrung,  $\rho_l$ .
- e) Menge der Durchstanzbewehrung in jeder Bewehrungsreihe  $A_{sw}$ .

Die verschiedenen Methoden oder Maßnahmen zur Verstärkung einzelner Betonbauteile erhöhen deren Schubwiderstand, gehen jedoch mit Kompromissen hinsichtlich Invasivität, Kosten, Verfügbarkeit und weiteren sekundären Parametern einher. Obwohl die Verbesserung eines oder mehrerer dieser Parameter den Durchstanzwiderstand erhöht, kann die Betondruckfestigkeit (a) in einem Bestandsgebäude *nachträglich* nicht verändert werden. Die Einführung neuer Auflager ist in der Regel nicht praktikabel, da diese die Lasten auf die Fundamente übertragen müssten und zusätzliche Lasten auf andere Bauteile einleiten würden, die ebenfalls verstärkt werden müssten. Abhängig von den funktionalen Anforderungen ist es möglich, einen oder mehrere Parameter (b) bis (e) durch verschiedene Maßnahmen zu verbessern, wie in den folgenden Unterabschnitten dargestellt. Typischerweise wird nur ein Teil der Verstärkungsmaßnahmen mit Systemlösungen durchgeführt; häufiger werden Lösungen projektspezifisch angepasst und kombiniert, wo dies machbar ist.

### 4.1 Erhöhung der Plattendicke

Das Aufbringen einer Aufbetonschicht erhöht die Bauteilhöhe  $h$  und die effektive Nutzhöhe  $d_{ef}$  von Decken und Fundamenten. Wie in **Abbildung 12** dargestellt, verbessert dieser Ansatz gleichzeitig die Biegesteifigkeit und die Tragfähigkeit, wodurch auch die Durchbiegung reduziert wird. Er ist besonders sinnvoll, wenn nicht nur der Durchstanzwiderstand, sondern auch andere Mängel behoben werden müssen. In Fällen, in denen Bauteile ausschließlich für den Durchstanzwiderstand verstärkt werden sollen, weist diese Methode jedoch einige wesentliche Nachteile auf:

1. Der Aufbeton bringt ein erhebliches zusätzliches Eigengewicht mit sich, das andere Bauteile im Lastabtragungsweg, einschließlich des Fundaments, beeinflusst.
2. Darüber hinaus ist die Erhöhung der effektiven Nutzhöhe geringer als die Dicke des Aufbetons, da die resultierende wirksame Nutzhöhe im Schwerpunkt der gesamten Biegebewehrung (bestehend aus der vorhandenen Bewehrung und der neuen im Aufbeton) liegt, also unterhalb der Biegebewehrung des Aufbetons.

Beispiele für Systemlösungen aus der Praxis

**Hilti HCC-Serie:** HCC-K, HCC-B, HCC-HUS4 und HCC-U.

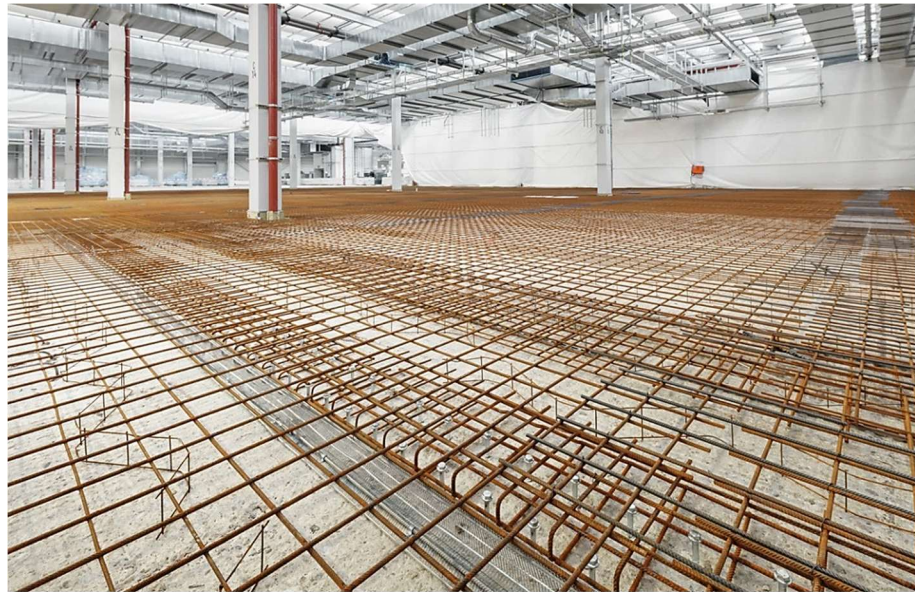


Abbildung 12: Beispiel für nachträgliche Bewehrung in Aufbeton

## 4.2 Vergrößerung der Auflagerfläche

Die Vergrößerung des Auflagers (Stütze oder Wand) durch eine **Betonummantelung**, wie in **Abbildung 13** dargestellt, erhöht die Steifigkeit und die Drucktragfähigkeit der Stütze. Dies ist besonders sinnvoll, wenn zusätzliche Lasten – beispielsweise durch eine Nutzungsänderung – die Verstärkung der bestehenden Stütze erforderlich machen. Eine größere Auflagerfläche verteilt die konzentrierte Last  $V_{Ed}$  eine größere Fläche  $A_{load}$  und reduziert dadurch die Bemessungsdurchstanzspannung  $v_{Ed}$ . Damit diese Technik wirksam ist, muss die Größe der verbreiterten Stütze oder Wand den Stützenumfang  $u_0$  deutlich vergrößern und somit auch den kritischen Rundschnitt  $u_{crit}$ .

Allerdings erfordert das alleinige Vergrößern des Stützenquerschnitts zur Erhöhung des Durchstanzwiderstands, dass die Stützen in den darunterliegenden Geschossen ebenfalls vergrößert werden. Zudem müssen Bohrungen durch die Platte erfolgen, um die Längsbewehrung einzubauen, die anschließend sicher im Fundament verankert werden muss. Ein effektiverer Ansatz, um die Auflagerfläche zu vergrößern, ist die Verwendung von nachträglich montierten Stahlmanschetten (bestehend aus Balken) oder Betonstützenköpfen (Pilzköpfe), wie in

**Abbildung 14** dargestellt.

**Beispiele für Lösungen in der Praxis:** nachträglich installierter Stahl- oder Betonstützenkopf bzw. „Pilzkopf“ und Betonummantelung der Stütze.

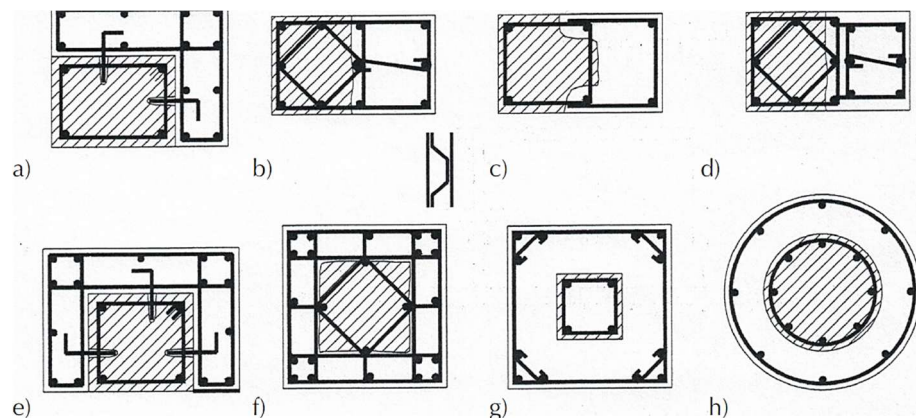
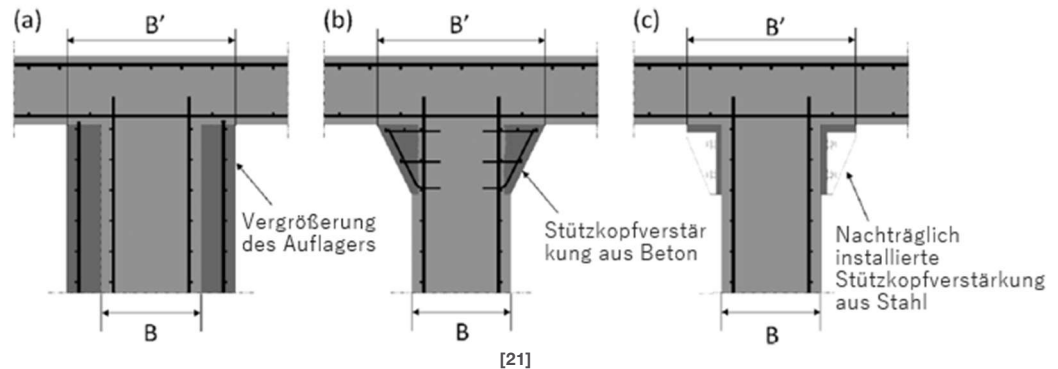


Abbildung 13: Beispiele für Betonummantelungen, nachgebildet aus [2]



Abbildung 14: Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit durch: (a) Stützenummantelung; (b) Herstellen eines neuen Betonstützenkopfes; (c) nachträgliches Einbauen einer neuen Stahlstützenkopfsverstärkung, übernommen aus [21]



### 4.3 Erhöhung des Biegewiderstands

Die Erhöhung der Biegebewehrung verbessert die Steifigkeit des Querschnitts und reduziert die Rissbreiten, indem sie die Verzahnung der Zuschläge über den Rissen verbessert und die Plattenrotation verringert, was wiederum den Schubwiderstand erhöht. Wie in **Abbildung 15** dargestellt, kann die Verstärkung der Biegebewehrung durch das Aufbringen von verklebten Lamellen oder die Installation von oberflächennah montierter Bewehrung im Bereich der Auflager erfolgen, wo die Biegebeanspruchung am höchsten ist. Die Bewehrung besteht dabei aus glasfaserverstärkten (GFK) oder Carbonfaserverstärkten (CFK) Kunststoffen oder Stahlplatten.

Der Effekt der Erhöhung der Biegefestigkeit auf den Schubwiderstand ist „unterproportional“; beispielsweise führt eine Verdoppelung der Biegebewehrung gemäß Gl. (6.47) der EN 1992-1-1:2004 zu einer Erhöhung des Schubwiderstands  $V_{Rd,c}$  um nicht mehr als 26 %. Darüber hinaus wird die Verformungskapazität reduziert, da die höhere Steifigkeit die Gefahr eines fortschreitenden Einsturzes erhöht.

**Beispiele für Lösungen in der Praxis:** Verklebte oder mechanisch befestigte CFK-Lamellen, Memory-Stahl-Lamellen, Memory-Stahl-Stäbe, oberflächennah montierte Bewehrung.

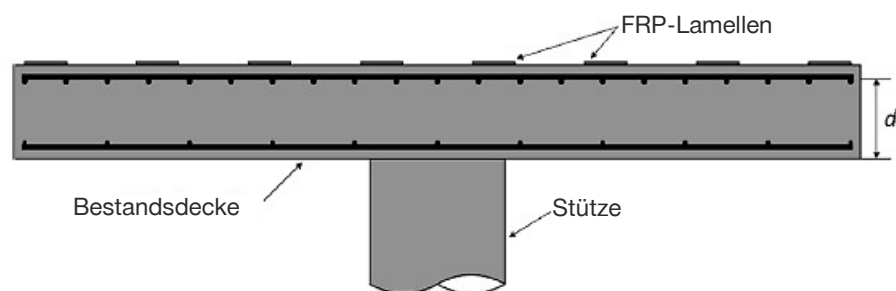


Abbildung 15: Querschnitt einer mit FRP-Lamellen verstärkten Platte, übernommen aus [22]

### 4.4 Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit durch Stahlbewehrung

Alternativ besteht eine weitere Lösung darin, auf beiden Seiten des Betonbauteils Bohrungen herzustellen und Gewindestangen mit Mutter und Unterlegscheiben zu befestigen, was auch als „Durchbolzen“ bezeichnet wird. Die Verfüllung des Ringspalts zwischen Gewindestange und Bohrloch mit einem geeigneten Mörtel ist für die Verankerung der Bewehrung bei Rissen im Beton unerlässlich. Dies trägt dazu bei, die Rissbreiten innerhalb der nach Gebrauchstauglichkeitsgrenzen gemäß EC2 zu halten und die Korrosion der Bewehrung zu verhindern, was für die Sicherstellung der vorgesehenen Nutzungsdauer wesentlich ist. Wie bei nachträglich eingebrachter Bewehrung birgt das Durchbohren des Betonquerschnitts das Risiko, die Längsbewehrung zu durchtrennen oder zu beschädigen, die insbesondere in der Nähe der Auflager (typischerweise starre Auflager) aufgrund hoher Biegemomente

sehr dicht angeordnet ist. Dieses Risiko kann durch den Einsatz von Detektionsgeräten (Ferro-Scanner) gemindert werden, die vor dem Bohren die Lage der Biegebewehrung auf beiden Seiten des Bauteils erfassen.

In den meisten Fällen ist das Durchbohren der Platte jedoch entweder nicht möglich oder nicht erwünscht, sei es aufgrund mangelnder Zugänglichkeit oder des Wunsches, die Innenraumästhetik zu erhalten. Dies führt zu einer teilweise versenkten Montage der Verstärkungselemente von einer Seite. Dieser Ansatz ist weniger invasiv als das vollständige Durchbohren des Betonquerschnitts, enthält jedoch eine wesentliche Einschränkung: Die Detailregeln in allen modernen Normen, wie z. B. Abschnitt 9.2.2 der EN 1992-1-1, verlangen, dass die Standard-Schubbewehrung (z. B. Bügel) die Längsbewehrung umschließt und „einschnürt“ oder zumindest an bzw. jenseits der Lagen der Längsbewehrung verankert wird. Dies bedeutet, dass die einzigen möglichen Versagensarten das Fließen des Stahls oder das Versagen der Betondruckstreben sind. Eine solche Verankerung ist jedoch möglicherweise nicht immer möglich und erfordert daher eine Überprüfung der Verankerung und der gesamten Installation, möglichst auf Grundlage spezifischer Prüfungen.

**Derzeit verfügbare Lösungen von Hilti:** **Abbildung 16** zeigt drei verschiedene Optionen für die Verwendung von **HZA-P** und **HAS-U**-Gewindestangen, die mit Epoxidharz RE 500 installiert werden. HZA-P und HAS(-U) mit einseitiger Installation und nur HAS(-U) durchgebolzt über die gesamte Bauteilhöhe.

**Beispiele für Lösungen Praxis:** CFK-Lamellen, Durchbolzen, Betonschrauben von einer Seite installiert, Verbund- / Hinterschnittanker von einer Seite installiert.

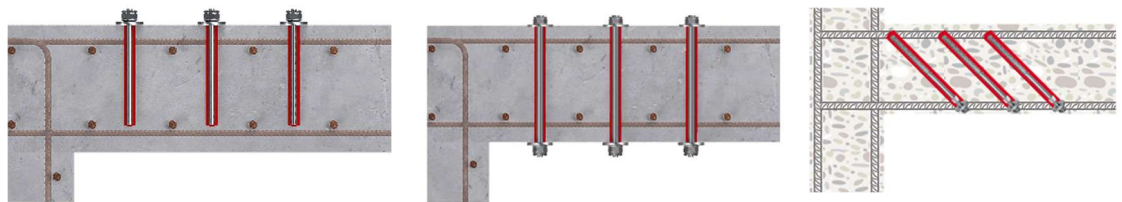


Abbildung 16: Erhöhung der Durchstanzbewehrung durch: (a) einseitig installierte HAS(-U)-Gewindestangen, senkrecht zur Trägerlängsrichtung eingebaut; (b) „durchgebolzte“ HAS(-U)-Gewindestangen, senkrecht zur Trägerlängsrichtung eingebaut; und (c) einseitig installierte HZA-P, geneigt zur Trägerlängsrichtung.

## 4.5 Besondere Lösungen und Kombinationen

Wenn die Lasten außergewöhnlich hoch sind, können besondere Lösungen oder Kombinationen der zuvor genannten Maßnahmen angewendet werden. Ein Beispiel für eine besondere Lösung ist eine CFK-Lamelle, die durch zwei geneigte Bohrungen eingebaut und vorgespannt wird – im Gegensatz zu einer normalen Montage ohne speziell hergestellte Bohrungen.

Abbildung 17 zeigt ein weiteres Beispiel, das die Durchstanztragfähigkeit erheblich erhöhen kann und eine Kombination aus nachträglich eingebrachter Durchstanzbewehrung mit einer Aufbetonschicht darstellt. Eine weitere Kombination, die die Platten- oder Fundamentdicke nicht erhöht, kann Faserlamellen in Verbindung mit nachträglich installierter Durchstanzbewehrung umfassen, um die jeweiligen Anforderungen an Biegung und Schub zu erfüllen. Zusätzliche Nachweise zur Verformungskompatibilität können erforderlich sein, um sicherzustellen, dass sich das System wie vorgesehen verhält.

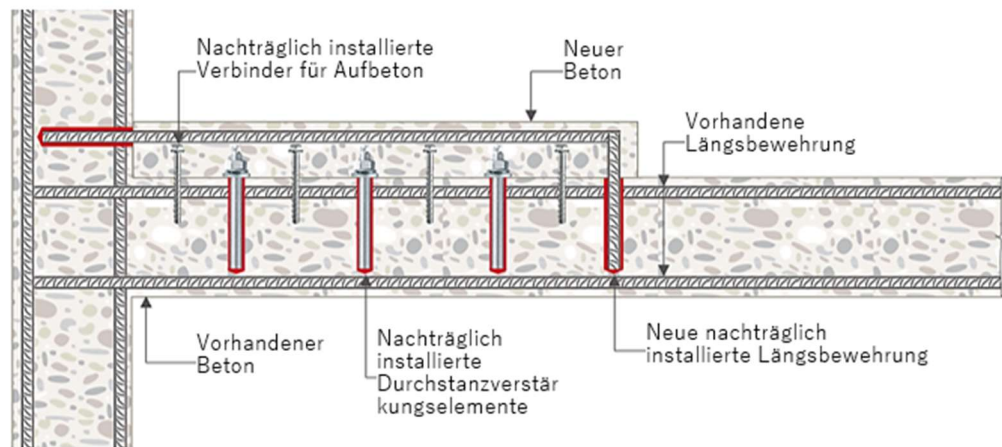


Abbildung 17: Beispiel für eine Sonderlösung, die nachträglich eingebaute Durchstanzbewehrung mit einer Aufbetonschicht kombiniert (der Aufbeton kann auch über die gesamte Spannweite der bestehenden Platte ausgeführt werden)

## 5. Qualifikationsübersicht für nachträglich eingebaute Durchstanzbewehrung

Während einbetonierte Systeme für Durchstanzbewehrung in der Baupraxis weit verbreitet sind, ist die Verwendung von *mit Injektionssystemen nachträglich installierten* Stahlelementen zur Verstärkung von Betonbauteilen mit unzureichender Durchstanztragfähigkeit derzeit weder in einem European Assessment Document (EAD) geregelt noch unter einer harmonisierten europäischen Norm (hEN) erfasst. Solche Systeme erfordern daher eine geeignete Qualifizierung, um ihre Leistungsfähigkeit für Bemessung und Anwendung im Hinblick auf die Durchstanztragfähigkeit nachzuweisen. Für solche Szenarien bietet Anhang D von EN 1990:2002 [23] den Stand der Technik zur Kalibrierung einer Bemessungsgleichung durch eine Kombination aus Prüfungen und Modellierung, die mit den Zielzuverlässigkeitsniveaus der EN 1990 übereinstimmt.

Gemäß der Europäischen Technischen Bewertung (ETA)-20/0541 [24] wird die Kombination aus HIT-RE 500 V4 Epoxidmörtel und HAS(-U)-Gewindestangen aus Kohlenstoff- oder Edelstahl zusammen mit dem Hilti-Verfüllset für die Verwendung als Befestigungsmittel in Beton bewertet und qualifiziert. Ihre Verwendung als Verstärkungssystem, das senkrecht zur Längsachse von Platten und Fundamenten installiert wird, um die Durchstanztragfähigkeit zu erhöhen, wurde jedoch bisher nicht untersucht. Daher wurde ein umfassender Versuchsplan durchgeführt, um das Verhalten dieser innovativen Lösung zur Durchstanzverstärkung zu bewerten und den Einfluss der maßgebenden Parameter zu bestimmen, wie: z. B.

1. der Durchmesser, der Abstand und die Einbaulänge der Gewindestangen,
2. die Bauteildicke und
3. die Betonfestigkeit.

Zusätzliche Versuche untersuchten die Robustheit des Systems unter praxisnahen Bedingungen, einschließlich ungünstiger Einbausituationen wie Positionsabweichungen, versehentliche Bohrwinkelabweichungen sowie das Vorhandensein bestehender Schubrisse unter Gebrauchslasten. Diese umfangreiche experimentelle Kampagne ermöglichte die Kalibrierung eines Modells für die Durchstanztragfähigkeit, das mit dem Zuverlässigkeitsnachweis nach Anhang D der EN 1990 übereinstimmt und eine Bemessungsgleichung liefert, die konsistent mit EN 1992-1-1:2004 ist.

Die gesamte Versuchsreihe, durchgeführt an der Ruhr-Universität Bochum (**RUB**), wurde vom DIBt bewertet und für die Anwendung freigegeben. Das System erhielt eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (**aBG Z-15.5-387**[25]) womit die nationalen Anforderungen für Bauwerke gemäß der MVV TB (*Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen*) erfüllt sind. Die **MVV TB** dient als Modell für die technischen Baubestimmungen, die auf Bundesebene in Deutschland umgesetzt werden.

## 6. Bemessungs- und Detailierungsansatz mit dem HIT-Punching Verstärkungssystem

Die neue Hilti-Lösung HIT-Punching für Durchstanzen umfasst den Injektionsmörtel HIT-RE 500 V4 sowie die Gewindestangen HAS bzw. HAS-U in Kombination mit dem Hilti-Verfüllset, Muttern und Unterlegscheiben. Die Montage dieser Lösung erfolgt analog zur Installation eines Verbundankers: d. h. Bohren mit einer definierten Verankerungstiefe senkrecht zur Betonoberfläche, Reinigen der Bohrlöcher, anschließendes Injizieren des Mörtels und Einsetzen der Gewindestangen. Nach dem Aushärten des Mörtels werden die Muttern gemäß der Montageanleitung (IFU) mit dem vorgeschriebenen Drehmoment angezogen. Das System verfügt über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (**aBG Z-15.5-387** des DIBt und verwendet die Regelungen für „Design assisted by testing“ gemäß **Anhang D der EN 1990** [23]. Dieser Abschnitt enthält eine Übersicht zur Bewertung, Bemessung und Installation von nachträglich eingebrachten Gewindestangen als Durchstanzbewehrung in schubschwachen Betonbauteilen.

Das zugrunde liegende Tragfähigkeitsmodell ist konsistent mit den Bemessungsregeln in DIN EN 1992-1-1/NA [15] und DIN EN 1992-2/NA [26]. Die erforderlichen Nachweise orientieren sich an den Gleichungen (6.47) und (6.52) der DIN EN 1992-1-1/NA für die Durchstanztragfähigkeit ohne bzw. mit Durchstanzbewehrung, da das Modell auf dem gleichen empirischen Fachwerkmodell basiert, wie in Abschnitt 3 dieses Dokuments erläutert.

Die direkte Anwendung dieser Gleichungen ist jedoch nicht ohne Modifikationen möglich, die sich aus den Ergebnissen des Qualifikationsverfahrens ergeben. Insgesamt muss ein erfolgreicher Nachweis die Überprüfung der Druckstreben und der Verstärkungselemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit für eine gegebene Bemessungs-Schubspannung erfüllen:  $\tau_{Ed}$ :

$$\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{crit} \cdot d_{ef}} \leq \tau_{Rd} = \max(k_d k_{max} \tau_{Rd,c}, \tau_{Rd,cs,pi}) \quad (19)$$

Die folgenden Unterabschnitte zeigen die Ergänzungen und Abweichungen, die durch die nationale Zulassung Z-15.5-387 [25] eingeführt wurden.

### 6.1 Nachweis der Betondruckstrebe

Vor Durchführung des Nachweises sind gemäß **Tabelle 6** die folgenden drei Bedingungen zu prüfen:

**Hinweis:** aBG Z-15.5-387 ersetzt die Symbole für die Schubspannung  $v$  durch  $\tau$  und den kritischen Rundschnitt  $u_1$  durch  $u_{crit}$ .

$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$	Keine Verstärkung erforderlich
$\tau_{Ed} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$	Verstärkung ist möglich
$\tau_{Ed} > k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$	Verstärkung ist <b>nicht</b> möglich!

Tabelle 6: Bedingungen für die Überprüfung der Tragfähigkeit des Betondruckstrebe

Wenn eine Verstärkung möglich und erforderlich ist, erfolgt der Nachweis analog zu Gleichung (15) in Abschnitt 0:

$$\tau_{Ed} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c} \quad (20)$$

Der Nachweis der Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung  $\tau_{Rd,c}$  bleibt unverändert, folgt den Bemessungsregeln für einbetonierte Bügel gemäß DIN EN 1992-1-1/NA und ist in Gleichung (1) in Abschnitt 3.3.3 zu finden.

**Hinweis:** Bei der Bewertung von  $k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$  gemäß [25] darf  $\tau_{Rd,c}$  keinen Beitrag aus einer axialen Spannung  $\sigma_{cp}$  berücksichtigen.

Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.4.5 (3), beträgt der Faktor  $k_{max} = 1,4$  zusätzliche Koeffizient  $k_d$  angegeben in Tabelle 7, stammt aus Versuchen und beeinflusst die Druckstreben­tragfähigkeit nur, wenn die Gewindestange M16 in dünneren Querschnitten mit einer effektiven Nutzhöhe zwischen 160–280 mm eingebaut wird. In diesem Fall beträgt das Produkt  $k_d k_{max} = 1,33$  statt 1,4 für  $d_{ef} \geq 280 \text{ mm}$ .

Die leichte Reduzierung der Druckstreben­tragfähigkeit ist auf eine größere erforderliche Restbetondeckung  $c_{res}$  zurückzuführen, die bei M16-Gewindestangen in dünnen Platten notwendig ist, um Abplatzungen auf der gegenüberliegenden Seite beim Bohren zu vermeiden (siehe Tabelle 9). In solchen Fällen hat die größere Restbetondeckung einen spürbaren Einfluss, da die kritische Schubris­linie leichter oberhalb der Gewindestangenspitze verläuft und zusätzlich eine größere Strecke bis zur Biegebewehrung zurücklegen muss. Dies wirkt sich auch auf den zweiten Koeffizienten  $k_{pi}$  beim Nachweis der schubbewehrten Zonen aus

HIT-Punching Verstärkungssystem	Durchmesser der Gewindestange	Effektive Nutzhöhe $d_{ef}$ [mm]	Installation von oben oder unten
Der Koeffizient für nachträgliche Verstärkung, $k_{pi}$	M12	$\geq 160$	0,82
	M16	$160 \leq d_{ef} < 280$	<b>0,59</b>
		$\geq 280$	0,82
	M20	$\geq 350$	0,82
	M24	$\geq 420$	0,82
Koeffizient zwischen $d_{ef}$ und dem Durchmesser der Ankerstange $k_d$	M12	$\geq 160$	1,00
	M16	$160 \leq d_{ef} < 280$	<b>0,95</b>
		$\geq 280$	1,00
	M20	$\geq 350$	1,00
	M24	$\geq 420$	1,00

Tabelle 7: Koeffizienten  $k_{pi}$  und  $k_d$  die in den Nachweisen verwendet werden, aus Tabelle 14 [25]



## 6.2 Nachweisinnerhalb und außerhalb der schubbewehrten Zone für Platten und Fundamente

### 6.2.1 Nachweis innerhalb der schubbewehrten Zone für Platten und Fundamente

Wenn die nachträglich eingebrachten Verstärkungselemente orthogonal zur Längsachse des Betonbauteils installiert werden, beträgt der Einbauwinkel  $\alpha = 90^\circ$ . Der Widerstand entspricht Gleichung (11) aus Abschnitt 3.4.1, wobei die beiden Koeffizienten  $k_d$  und  $k_{pi}$  gemäß **Tabelle 7** anzuwenden sind:

$$\tau_{Rd,cs,pi} = k_d(0.75\tau_{Rd,c}) + k_{pi}\left(1.5 \cdot \frac{d_{ef}}{s_r} \cdot A_{sw,crit} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_{crit}d_{ef}}\right) \geq \tau_{Ed}(\text{N/mm}^2) \quad (21a)$$

Bei Berücksichtigung des Einflusses einer Vorspannung kann Gleichung (18a) wie folgt angepasst werden:

$$\tau_{Rd,cs,pi} = k_d[0.75(\tau_{Rd,c} + 0.5 \cdot k_1 \cdot \min(\sigma_{cp}; 2))] + k_{pi}\left(1.5 \cdot \frac{d_{ef}}{s_r} \cdot A_{sw,crit} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_{crit}d_{ef}}\right) \geq \tau_{Ed} \quad (21b)$$

Für Fundamente wird Gl. (12) aus Abschnitt 3.4.1 modifiziert (es wird kein Beitrag des Betons berücksichtigt):

$$\tau_{Rd,s,pi} = k_{pi}\left(f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,1+2} \cdot \frac{1}{u_{crit}d_{ef}}\right) \geq \tau_{Ed} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (22)$$

Der Koeffizient  $k_{pi}$  basiert auf statistischen Auswertungen der experimentellen Untersuchungen und berücksichtigt die Unterschiede in der Effizienz zwischen traditionellen einbetonierten Bügeln und den nachträglich installierten Gewindestangen des HIT-Punching-Systems. Er kombiniert die Auswirkungen mehrerer Faktoren:

- Statistisch abgeleitete Zuverlässigkeit im Vergleich zu einbetonierter Bewehrung,
- Dauerhaftigkeit unter Berücksichtigung der Langzeiteinflüsse auf die Mörtelverbundfestigkeit (z. B. Temperatur kurz- und langfristig),
- Einbausensibilität aufgrund von Bohr- und Reinigungsverfahren.

**Hinweis:** Der Koeffizient  $k_{pi}$  ist unabhängig von der Einbaurichtung, sodass die Bemessungsergebnisse unverändert bleiben, wenn die Einbaubedingungen vor Ort eine Installation von einer bestimmten Seite nicht zulassen. Die gewählte Bohrungsrichtung sollte jedoch für alle

Geometrische Toleranzen bei der Montage aufgrund der Positionierung und Abweichung von der Vertikalen.

Der wirksame Bemessungswert der Festigkeit der Durchstanzbewehrung  $f_{ywd,ef}$  verwendet in Gleichung (21a), (21b) und (22), bleibt gegenüber Gleichung (3) in Abschnitt 3.4.1 unverändert, abgesehen von der Obergrenze  $f_{ywd}$ , die aus der Zulassung stammt und für A4-Edelstahl und 8.8-Kohlenstoffstahl einheitlich ist. Die Werte sind in **Tabelle 8** zusammen mit den Spannungsquerschnittsflächen für jeden Stabdurchmesser angegeben.

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (23)$$

Material	Durchmesser der Gewindestange	Bemessungswert der Streckgrenze $f_{ywd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Belastete Querschnittsfläche einer Ankerstange $A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]
HAS 8.8, HAS-U 8.8, HAS A4, HAS-U A4	M12	390	84,3
	M16		157
	M20		245
	M24		353

Tabelle 8: Geometrische und Materialparameter, aus Tabelle 13 [25]

### 6.2.2 Erhöhungsfaktor für die Bewehrung, $\kappa_{sw,i}$

Wie bereits in Abschnitt 3.4.1 erwähnt, fordert DIN EN 1992-1-1/NA – ausschließlich für Platten – eine Erhöhung der erforderlichen Durchstanzbewehrung in den ersten beiden Bewehrungsreihen mit den Faktoren:  $\kappa_{sw,1} = 2,5$  und  $\kappa_{sw,2} = 1,4$  wodurch  $A_{sw,crit}$  für die erste bzw. zweite Bewehrungsreihe vergrößert wird. Diese beiden Parameter korrigieren die Unterschätzung der erforderlichen Durchstanztragfähigkeit, die durch die ersten beiden Bewehrungsreihen bereitgestellt wird.

Mechanischer Hintergrund: Wird die Bewehrung näher am Auflager positioniert, führt der kleinere Umfang der Verstärkungsreihe zu einem geringeren Betonbeitrag zur Gesamttragfähigkeit. Dies muss durch einen höheren Stahlbeitrag kompensiert werden. Die Wahl von zwei festen Faktoren dient der Vereinfachung, da sie den Planer von der Berechnung der erforderlichen Stahlmenge und somit vom Nachweis von  $\tau_{Rd,cs}$  in jeder Bewehrungsreihe entlastet

Bei der Übertragung dieser Gleichung auf das nachträglich installierte HIT-Punching-System führt die nationale Zulassung aBG Z-15.5-387 [25] eine verfeinerte Alternative ein, um den Erhöhungsfaktor für die Bewehrung,  $\kappa_{sw,i}$ , präziser zu bestimmen. Diese Vorgehensweise spiegelt die tatsächlichen Fachwerkmechanismen hinter der Durchstanztragfähigkeit gemäß EN 1992-1-1:2004 und den zugehörigen Nationalen Anhängen besser wider.

Durch Umstellen von Gleichung (21a) und Gleichsetzen von  $\tau_{Rd,cs,pi} = \tau_{Ed}$  am kritischen Rundschnitt  $u_{crit}$  ergibt sich:

$$A_{sw,crit} \geq \frac{\tau_{Ed} - 0,75 \cdot k_d \cdot \tau_{Rd,c}}{1,5 \cdot k_{pi} \cdot f_{ywd,ef}} \cdot S_r \cdot u_{crit} \quad (\text{mm}^2) \quad (24a)$$

Für jede Bewehrungsreihe wird  $u_{crit}$  durch  $u_i$  ersetzt:

$$A_{sw,i} \geq \frac{\tau_{Ed} - 0,75 \cdot k_d \cdot \tau_{Rd,c}}{1,5 \cdot k_{pi} \cdot f_{ywd,ef}} \cdot S_r \cdot u_i \quad (\text{mm}^2) \quad (24a)$$

Für die ersten beiden Bewehrungsreihen ist das Verhältnis  $A_{sw,i}/A_{sw,crit}$  gleich  $\kappa_{sw,i}$ , was wie folgt ausgedrückt werden kann:

$$\kappa_{sw,i} = \frac{\beta V_{Ed} - 0,75 \cdot d \tau_{Rd,c} u_i d_{ef}}{\beta V_{Ed} - 0,75 \cdot k_d \tau_{Rd,c} u_{crit} d_{ef}} \quad (25)$$

**Hinweis:** Der Erhöhungsfaktor  $\kappa_{sw,i}$  gilt nur für Platten und nicht für Fundamente.

### 6.2.3 Nachweis außerhalb der schubbewehrten Zone für Platten und Fundamente

Die Nachweise für die Verstärkung außerhalb der schubbewehrten Zone bleiben von der nationalen Zulassung Z-15.5-387 [25] unberührt und folgen den gleichen Regelungen wie in Abschnitt 3.4.2 beschrieben.

## 6.3 Anforderungen an die Detaillierung der nachträglichen Verstärkung

### 6.3.1 Installationslänge $l_{sw}$

Wie aus den Gleichungen (19-25) ersichtlich, erfordert das Bemessungsmodell keine explizite Berücksichtigung der Einbaulänge  $l_{sw}$  in den Nachweisen. Stattdessen ist  $l_{sw}$  eine Funktion der Bauteilhöhe  $h$  und der „Restbetondeckung“  $c_{res}$  siehe **Abbildung 18** (rechts). Aus Sicht der Montage verhindert die Restbetondeckung das Abplatzen des Betons auf der dem Bohrloch gegenüberliegenden Seite und erfordert keine Kenntnis der Lage der Längsbewehrung nahe dieser Oberfläche.

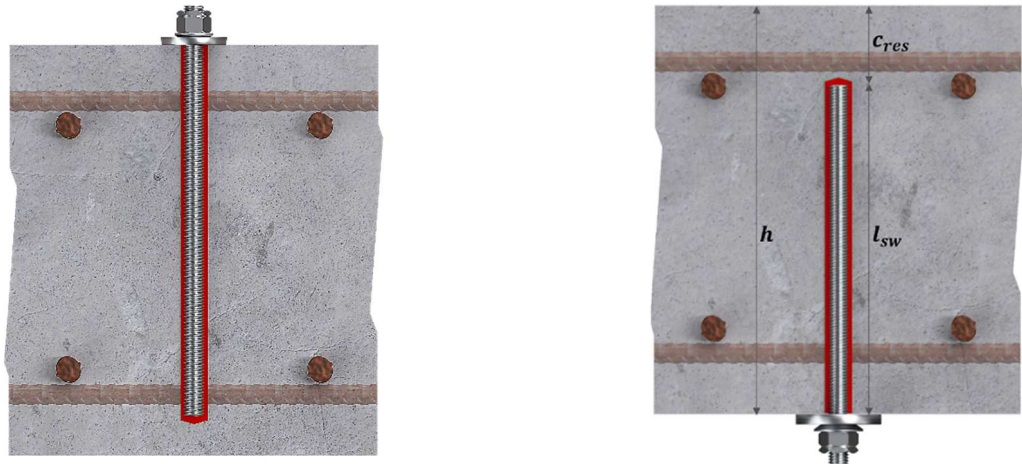


Abbildung 18: Vereinfachtes Schema des HIT-Punching-Systems, installiert von oben (links) oder unten (rechts) am Betonbauteil.

Aus Bemessungssicht stellt eine feste Einbaulänge sicher, dass die Durchstanzbewehrung im Druck- oder Zugbereich des Bauteils verankert ist und die Ausbildung des Fachwerkmodells ermöglicht, auf dem die Bemessung basiert. Wie bereits in den Abschnitten 2 und 3 erwähnt, muss die eingebrachte Durchstanzverstärkung den Druckbereich umschließen oder einhaken, um als Zugband die Kraftübertragung im Knoten zu gewährleisten. In diesem Zusammenhang kann die Kombination aus großem Durchmesser der Verstärkungselemente, z. B. M24-Gewindestangen, in dünnen Platten (z. B. 200 mm) zu potenziell gefährlichen Situationen führen: Eine verbleibende Restbetondeckung  $c_{res}$  von 60 mm reduziert die Einbaulänge  $l_{sw}$  auf lediglich 140 mm, was für eine wirksame Verankerung des Fachwerkmechanismus im Knoten unzureichend ist. Solche Kombinationen sind daher nicht zulässig, und eine Korrelation zwischen wirksamer Bauteilhöhe und Verstärkungsdurchmesser ist gemäß **Tabelle 9** [25] erforderlich.

Installationsparameter		M12	M16	M20	M24
Gewindestangendurchmesser	$d$ [mm]	12	16	20	24
Bohrlochdurchmesser	$d_0$ [mm]				
Minimale effektive Nutzhöhe des Betonbauteils	$d_{ef,min}$ [mm]	160	160	350	420
Maximale Querschnittshöhe des Betonbauteils	$h_{max}$ [mm]	1100			
Restbetondeckung	$c_{res}$ [mm]	35	40	45	60
Installationslänge	$l_{sw}$ [mm]	$h - c_{res}$			
Maximales Installationsdrehmoment	$T_{inst} \leq$ [Nm]	40	80	150	200

Tabelle 9: Zusammenhang zwischen Mindestbauteilhöhe, Restbetondeckung und Durchmesser der Verstärkungselemente (aus Tabelle 3 [25])

### 6.3.2 Minimaler und maximaler Achsabstand, $s$

Abgesehen von der gleichmäßigen Verteilung der Betonbestandteile beim Betonieren definiert EN 1992-1-1/NA keinen Mindestabstand  $s_{min}$  zwischen Durchstanzbewehrung wie z. B. Bügeln. Ohne Ausnahme erfordert das HIT-Punching-System jedoch einen festgelegten Mindestabstand, um Spaltversagen zwischen den Gewindestangen und eine mögliche Reduzierung der gesamten Schubtragfähigkeit zu vermeiden. Darüber hinaus enthält **Tabelle 10**, die sowohl für die radiale Richtung (zwischen

Verstärkungsreihen) als auch für die transversale Richtung (innerhalb einer Verstärkungsreihe) gelten – sowohl innerhalb als auch außerhalb des kritischen Rundschnitts  $u_{crit}$ .

Durchmesser der Verstärkungselemente	Mindestachsabstand $s_{min}$ [m]	Maximaler Abstand innerhalb einer Verstärkungsreihe, $s_{t,max}$ innerhalb $u_{crit}$ [mm]	Maximaler Abstand innerhalb einer Verstärkungsreihe, $s_{t,max}$ außerhalb $u_{crit}$ [mm]
M12	72	$1,5d_{ef}$	$2,0 d_{ef}$
M16	96		
M20	120		
M24	144		

Tabelle 10: Radiale Mindestachsabstände und maximale Abstände innerhalb einer Verstärkungsreihe innerhalb und außerhalb des kritischen Rundschnitts aus Tabelle 15 von [25]

Die radialen Abstände  $s_0$  (vom Auflagerbereich zur ersten Verstärkungsreihe) und  $s_r$  (Abstand zwischen den weiteren Verstärkungsreihen) haben unterschiedliche Obergrenzen für Platten und Fundamente. Die Regeln sind in **Tabelle 11** zusammengefasst.

Betonbauteil	Abstand vom Auflagerbereich zur ersten Verstärkungsreihe, $s_0$	Abstand zwischen der ersten und zweiten Verstärkungsreihe, $s_r$	Abstand für nachfolgende Verstärkungsreihen, $s_r$
Platten	$0,3d_{ef} \leq s_0 \leq 0,5d_{ef}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0,75d_{ef}$	
Schlanke Fundamente ( $a_\lambda/d_{ef} \leq 2$ )	$s_0 \leq 0,3d_{ef}$	$s_r \leq 0,5d_{ef}$	$s_r \leq 0,5d_{ef}$
Gedrungene Fundamente ( $a_\lambda/d_{ef} > 2$ )			$s_r \leq 0,75d_{ef}$

Tabelle 11: Maximaler Abstand zwischen Verstärkungsreihen für Platten und Fundamente

### 6.3.3 Randabstand, $c$

Die Festlegung eines Mindestabstands zwischen der Position der Verstärkungselemente und jedem Betonrand – wie Öffnungen oder dem Rand einer Platte bzw. eines Fundaments – reduziert das Risiko von Spaltbildung. Dieser Mindestwert wird in der Bewertung des Mörtels gemäß ETA 20/0541 [24] ermittelt. Der Basiswert wird um einen Prozentsatz der Einbaulänge erhöht, um die maximal zulässige Bohrneigung (5°) senkrecht zur Betonoberfläche zu berücksichtigen. Die Werte sind in **Tabelle 12** zusammengefasst.

Bohrverfahren	Gewindestangendurchmesser	Minimaler Randabstand $c_{min}$ [mm]	
		Ohne Bohrhilfe	Mit Bohrhilfe
Hammerbohren mit oder ohne Hilti Hohlbohrer	M12	$45 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$45 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M16	$50 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$50 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$

und Diamantbohren mit Aufrauwerkzeug	M20	$55 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$55 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M24	$60 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$60 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
Pressluftbohren	M12	$50 \text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$50 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M16		
	M20	$55 \text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$55 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M24	$60 \text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$60 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$

Tabelle 12: Mindest-Randabstände in Abhängigkeit von Bohrverfahren und Toleranzen, wiedergegeben aus Tabelle 16 von [25]

### 6.3.4 Positionierungstoleranzen

Um die radialen und tangentialen Risse, die mit Durchstanzbeanspruchungen verbunden sind, zu begrenzen, wird die Durchstanzbewehrung typischerweise radial um den Auflagerbereich angeordnet. Beim Bohren und Einbau der Verstärkungselemente fällt diese Anordnung mit dem orthogonalen Layout der vorhandenen Längsbewehrung in der Platte oder im Fundament zusammen. Das Abbrechen und erneute Bohren an neuen Positionen kann die Tragfähigkeit der Platte oder des Fundaments beeinträchtigen, da dadurch eine Asymmetrie zwischen dem Schubspannungsfluss und den Bewehrungspositionen entsteht. Die Begrenzung dieser Asymmetrie hilft, einen möglichen Verlust an Durchstanztragfähigkeit der Platte zu vermeiden.

Die experimentelle Kampagne, die dem HIT-Punching-System zugrunde liegt, hat solche Asymmetrien nachgebildet, um eine potenzielle Neubemessung aufgrund der Ist-Positionierung einzelner Verstärkungselemente zu vermeiden. Die Ergebnisse zeigen, dass einzelne Stäbe von ihrer ursprünglichen Position um maximal:  $\pm 0,2d_{ef}$  abweichen dürfen, ohne dass zusätzliche Bemessungsüberlegungen oder eine Reduzierung der Tragfähigkeit erforderlich sind, sofern die Mindest- und Maximalabstandsregeln für Platten und Fundamente gemäß **Tabelle 10** und **Tabelle 11** eingehalten werden. Der rote gestrichelte Kreis in **Abbildung 19** verdeutlicht diese Toleranz.

**Hinweis:** Der minimale Achsabstand zur ursprünglichen Position muss mit  $2d_0$  eingehalten werden, wobei die ursprüngliche oder abgebrochene Bohrung mit einem schwundarmen Mörtel, wie z. B. HIT-RE 500 V4, verfüllt werden sollte.

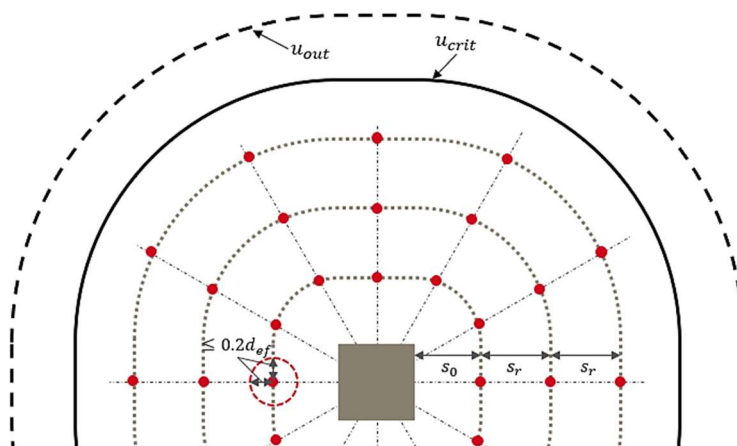


Abbildung 19: Schematische Darstellung der möglichen Abweichung in der Positionierung einzelner Verstärkungselemente, dargestellt durch einen roten gestrichelten Kreis



## 7. Bemessungsbeispiele

### 7.1 Fundament – Stütze auf Einzelfundament

#### 7.1.1 Eingabedaten

- Bemessungs-Querkraft:  $V_{Ed} = 5700 \text{ kN}$
- Stützenabmessungen ( $C_x \times C_y$ ):  $600 \times 1400 \text{ mm}$
- Last-Exzentrizitätsfaktor:  $\beta = 1,15$
- Bauteildicke:  $h = 800 \text{ mm}$
- Effektive Nutzhöhe in  $x$  und  $y$ :  $d_x = 745 \text{ mm}$ ;  $d_y = 735 \text{ mm}$
- Betondruckfestigkeit:  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
- Teilsicherheitsbeiwert für Beton:  $\gamma_c = 1.5$
- Vorspannung:  $\sigma_{cp} = 0 \text{ kN/m}^2$
- Gleichmäßige Bodenpressung:  $\sigma_{gd} = 350 \text{ kN/m}^2$
- Rohdichte des Betons:  $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Betonparameter:

$f_{ck} [\text{N/mm}^2]$	$\alpha_{cc} [-]$	$\gamma_c [-]$	$f_{cd} [\text{N/mm}^2]$
20,00	0,85	1,50	11,33

Das Längsbewehrungsverhältnis wird über die gesamte Plattenbreite in beiden Richtungen als konstant angenommen,  $b_{sx}$  und  $b_{sy}$ :

- In  $x$ -Richtung,  $\rho_{lx} = \frac{1885+8042}{3900 \cdot 745} = 0.00342$  [24 x 10 mm und 10 x 32 mm Bewehrungsseisen]
- In  $y$ -Richtung,  $\rho_{ly} = \frac{1885+8042}{3900 \cdot 735} = 0.00346$  [24 x 10 mm und 10 x 32 mm Bewehrungsseisen]

NDP zu 6.4.4 (1) [15]

Gemittelt Längsbewehrungsverhältnis,  $\rho_l = \sqrt{0.00342 \cdot 0.00346} = 0.00344 \leq \min\left(0.02 ; 0.5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$

#### 7.1.2 Definition der Rundsnitte

Da das Verhältnis der größeren zur kleineren Stützenabmessung größer als 2,0 beträgt, werden „Teilabschnitte“ gemäß NA.6.21.1 [15] zur Ermittlung der verschiedenen Rundsnitte verwendet

Beschreibung	Variable	Wert
Stützenumfang	$u_0$	3600 mm
Mittlere effektive Nutzhöhe	$d_{ef}$	740 mm
Kritischer Rundschnitt ab Stützenoberfläche bei $a_{crit} = 600 \text{ mm}$ (durch Iteration)	$u_{crit}$	7370 mm

Beschreibung	Variable	Wert
Fläche innerhalb $a_{crit}$	$A_{crit}$	$4.371 \text{ m}^2$
Äußerer Rundschnitt, ab dem keine Verstärkung mehr erforderlich ist	$u_{out}$	$23058 \text{ mm}$

### 7.1.3 Nachweis des Betons ohne Durchstanzbewehrung

6.4.3 (1) [12]

Der Nachweis der Betontragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung  $\tau_{Rd,c}$  erfolgt am kritischen Rundschnitt  $u_{crit}$ , der durch  $a_{crit}$  bestimmt wird.

Netto-Aufwärtskraft innerhalb  $a_{crit}$ :  $\Delta V_{Ed} = (A_{crit} \cdot \sigma_{gd}) - G_k(\gamma \cdot A_{crit} \cdot h)$

Gl. 6.48 [12]

$$\Delta V_{Ed} = (4.371 \cdot 350) - 1.35 \cdot (25 \cdot 4.371 \cdot 0.8) = \mathbf{1412 \text{ kN}}$$

Nettobemessungslast:  $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 5700 - 1412 = \mathbf{4288 \text{ kN}}$

Bemessungs-Schubspannung bei  $u_{crit}$ :  $\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_{crit} \cdot d_{ef}} = \frac{1.15 \cdot 4288 \cdot 10^3}{7370 \cdot 740} = \mathbf{0.904 \text{ N/mm}^2}$

Gl. (2) [25]

Nachweis des bestehenden Querschnitts:  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} = \max \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, \tau_{min} \right] + k_1 \sigma_{cp}$

NDP zu 6.4.4 (1) [15]

Empirischer Vorfaktor für Fundamente:  $C_{Rd,c} = 0.18/1.5 = \mathbf{0.10}$

Gl. 6.2.2 (1) [25]

Höhenabhängiger Koeffizient:  $k = 1 + \sqrt{200/740} = \mathbf{1.52} < 2.0$

Gl. (3) [25]

Mindestdurchstanztragfähigkeit (interpoliert für  $600 \text{ mm} \leq d_{ef} \leq 800 \text{ mm}$ ):

$$\tau_{min} = \frac{0.042}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = \frac{0.042}{1.5} \cdot 1.52^{3/2} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = \mathbf{0.235 \text{ N/mm}^2}$$

Eq. 6.50 [12]

Bemessungs-Durchstanztragfähigkeit:

$$\tau_{Rd,c} = \max \left[ 0.10 \cdot 1.52 \cdot (100 \cdot 0.00344 \cdot 20)^{\frac{1}{3}}, 0.235 \right] \cdot \frac{2 \cdot 740}{600} = \mathbf{0.713 \text{ N/mm}^2}$$

NA.6.53.1 [15]

Maximale Durchstanztragfähigkeit ( $k_{max} = 1.4$ ):  $\tau_{Rd,max} = k_{max} \tau_{Rd,c} = 1.4 \cdot 0.713 = \mathbf{0.998 \text{ N/mm}^2}$

**Da  $\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  ist eine Verstärkung erforderlich!**

### 7.1.4 Nachweis des Betons mit HIT-Punching

Gl. (4) [25]

Nachweis des verstärkten Querschnitts:  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs,pi} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$

Maximale Durchstanztragfähigkeit ( $k_d = 1.0$ ):  $k_d \tau_{Rd,max} = 1.0 \cdot 0.998 = \mathbf{0.998 \text{ N/mm}^2}$

**Da  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  ist Verstärkung möglich!**

Gl. (10) [25]

Bemessungs-Durchstanztragfähigkeit mit Verstärkungselementen muss erfüllen

$$V_{Rd,s,pi} = k_{pi} (f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,1+2}) \geq \beta V_{Ed,red}$$

Gl. 9.11 [15]

Prüfung der Mindestquerschnittsfläche **jedes** Verstärkungselements:

$$A_{sw,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.5(f_{ywd} \gamma_s)} (s_r \cdot s_{t,max}) = 0.08 \frac{\sqrt{20}}{1.5 \cdot (390 \cdot 1.15)} \cdot 350 \cdot (1.5 \cdot 740) = \mathbf{206.6 \text{ mm}^2}$$

Die M24 **8.8 HAS(-U)** mit  $A_{sw} = \mathbf{353 \text{ mm}^2}$  ist ausreichend, um den Nachweis zu führen. Dabei wird mit  $d_{ef} = 740 \text{ mm}$ ,  $k_d = 1.0$  und  $k_{pi} = 0.82$  die Bemessungs-Durchstanztragfähigkeit  $V_{Rd,cs,pi}$  gemäß Gl. 5 [25] überprüft.

Gl. (6) [25]

Wirksamer Bemessungswert der Festigkeit der Verstärkungselemente  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$ 

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot 740 = 435 \text{ N/mm}^2 > \mathbf{390 \text{ N/mm}^2}$$

Achsabstände der nachträglich installierten Durchstanzverstärkung:

Parameter	Prüfung auf Mindest- und Maximalwerte	
$s_0 = 200 \text{ mm}$	$0,3d_{ef} \leq s_0$	Erfüllt
$s_r = 350 \text{ mm}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0,5d_{ef}$ bei $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Erfüllt
$s_t$ innerhalb $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 1,5d_{ef}$ bei $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Erfüllt (siehe Abschnitt 7.1.5)
$s_t$ außerhalb $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 2,0d_{ef}$ bei $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Erfüllt (siehe Abschnitt 7.1.5)

Durch Umstellen von Gl. (10) [25] lässt sich die erforderliche kombinierte Durchstanzbewehrung in den ersten beiden Verstärkungsreihen berechnen:  $A_{sw,1+2} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{k_{pi} \cdot f_{ywd,ef}}$ .

$$A_{sw,1+2} = \frac{1,15 \cdot 4288 \cdot 10^3}{0,82 \cdot 390} = \mathbf{15420 \text{ mm}^2}$$

NCI zu 6.4.5 [15]

Die Mindest-Durchstanzverstärkung pro Reihe für alle weiteren Verstärkungsreihen über die ersten beiden hinaus beträgt:  $0,33 \cdot A_{sw,1+2} = \mathbf{5089 \text{ mm}^2}$ .

### 7.1.5 Anordnung der Verstärkungselemente und Installationsdaten

Äußerer Rundschnitt, ab dem keine Verstärkungselemente mehr notwendig sind  $u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{\tau_{Rd,c,out} \cdot d_{ef}}$  wobei  $\tau_{Rd,c,out}$  mit  $C_{Rd,c} = 0,15/1,5 = \mathbf{0,10}$  ermittelt wird:

Gl. (5) [25]

$$\tau_{Rd,c,out} = \max \left[ 0,10 \cdot 1,52 \cdot (100 \cdot 0,00344 \cdot 20)^{\frac{1}{3}}; 0,235 \right] = 0,289 \text{ N/mm}^2$$

$$u_{out} = \frac{1,15 \cdot 4288 \cdot 10^3}{0,289 \cdot 740} = \mathbf{23058 \text{ mm}}$$

$$\text{Abstand von der Stützenoberfläche zu } u_{out}, r_{out} = \frac{23058 - 3600}{2\pi} = 3097 \text{ mm}$$

Mit  $s_0 = 200 \text{ mm}$  und  $s_r = 350 \text{ mm}$  passen maximal neun Verstärkungsreihen in  $u_{out}$ . Da die Verstärkungselemente jedoch in einer Entfernung größer als  $(3097 - 1,5d_{ef}) = 1987 \text{ mm}$  von der Stützenoberfläche entfernt werden darf, sind **sieben** Bewehrungsreihen ausreichend.

Verstärkung sreihe	Abstand von der Stützenoberf läche [mm]	Umfang der Verstärkung sreihe [mm]	Erforderl iche Stahlfläc he (mm²) [A <sub>sw</sub> ]	Anzahl Elemente pro Verstärkung sreihe	Vorhand ene Stahlfläc he [mm²]	Querabst and [mm]
1	200	4857	7710	22	7766	300 ≤ s <sub>t,max</sub>
2	550	7056	7710	22	7766	432 ≤ s <sub>t,max</sub>
3	900	9255	5089	16	5648	707 ≤ s <sub>t,max</sub>
4	1250	11454	5089	16	5648	982 ≤ s <sub>t,max</sub>
5	1600	13653	5089	16	5648	1257 ≤ s <sub>t,max</sub>

6	1950	15852	5089	20	7060	$1021 \leq s_{t,max}$
7	2300	18051	5089	20	7060	$1204 \leq s_{-(t,max)}$

**Hinweis:** Wenn die Position eines Verstärkungselements mit bestehender Biegebewehrung kollidiert, kann das betroffene Element um einen Mindestabstand von  $2d_0$  und höchstens  $0,2d_{ef}$  angepasst werden. Die Mindest- und Maximalabstandsregeln für radiale  $s_0$  und  $s_r$  sowie tangential Abstände  $s_t$  aus Abschnitt 7.1.4 müssen jedoch stets eingehalten werden.

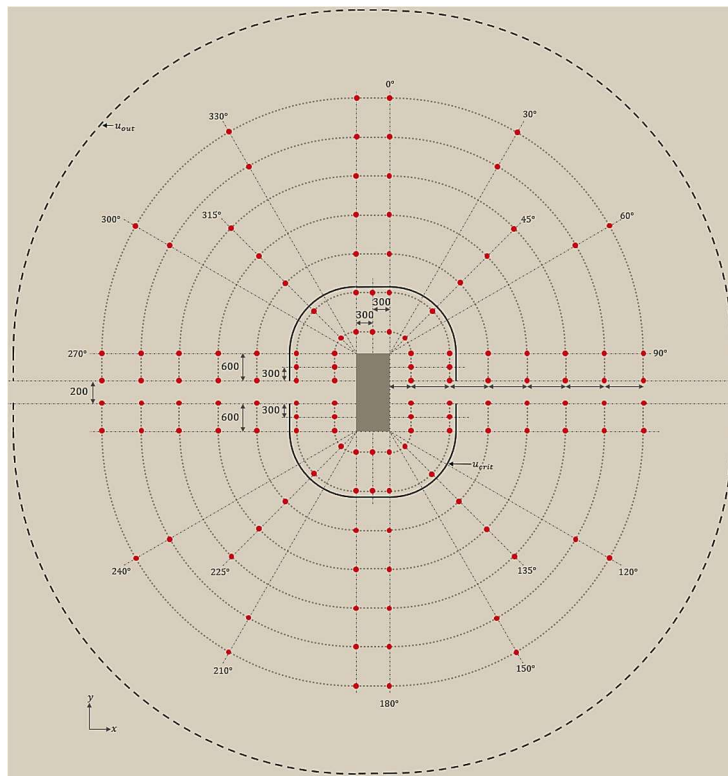
#### Installation gemäß den Montageanweisungen des Herstellers:

- Verstärkungslösung: HIT-RE 500 V4 + HAS-U A4 M24 + Verfüllset
- Maximales Installationsdrehmoment,  $T_{inst}$ : 200 Nm
- Bohrlochdurchmesser im Fundament,  $d_0$ : 28 mm
- Restbetondeckung,  $c_{res}$ : 60 mm
- Bohrlochtiefe im Fundament,  $l_{sw}$ : 740 mm
- Vorgeschlagene Bohrmethode: Hammerbohren (HD) mit Bohrhilfe
- Betonbedingung: Trockener Beton

#### Spezifikation:

**132** Stück Hilti HIT-RE 500 V4 + HAS-U **A4 M24** Gewindestangen + Verfüllset, installiert mit einer Verankerungstiefe von **740 mm** gemäß Montageanleitung in DIBt abG Z-15.5-387 für Hammerbohren **(HD)** in **trockenem** Beton mit Bohrhilfe. **Die erste** Verstärkungsreihe muss **200 mm** von der Oberfläche der Stütze entfernt positioniert werden, wobei die **nachfolgenden** Reihen einen Abstand von **350 mm** zur ersten haben müssen. Die genauen Abstände der Verstärkungselemente innerhalb der Reihen sind den Ausführungsplänen zu entnehmen.

Als Beispiel wird nachfolgend ein vorgeschlagenes Bewehrungslayout dargestellt:



**Hinweis 1:** Maße in Millimetern und nicht maßstabsgetreu.

## 7.2 Platte – Stütze

### 7.2.1 Eingabedaten

- Bemessungs-Querkraft:  $V_{Ed} = 565 \text{ kN}$
- Stützenabmessungen  $C_x \times C_y$ ):  $450 \times 450 \text{ mm}$
- Last-Exzentrizitätsfaktor:  $\beta = 1,367$  von  $M_{Ed,x} = 75 \text{ kNm}$  &  $M_{Ed,y} = 73 \text{ kNm}$
- Bauteildicke:  $h = 225 \text{ mm}$
- Effektive Nutzhöhe in x und y:  $d_x = 187 \text{ mm}$  ;  $d_y = 171 \text{ mm}$
- Betondruckfestigkeit:  $f_{ck} = \frac{35 \text{ N}}{\text{mm}^2}$
- Teilsicherheitsbeiwert für Beton:  $\gamma_c = 1,5$
- Vorspannung:  $\sigma_{cp} = \frac{0 \text{ N}}{\text{mm}^2}$
- Betonparameter:

$f_{ck} [\text{N/mm}^2]$	$\alpha_{cc} [-]$	$\gamma_c [-]$	$f_{cd} [\text{N/mm}^2]$
35,00	0,85	1,50	19,83

Das Längsbewehrungsverhältnis wird über die gesamte Plattenbreite in beiden Richtungen als konstant angenommen,  $b_{sx}$  und  $b_{sy}$ :



- In x-Richtung  $\rho_{l,x} = 1.12\%$
- In y-Richtung  $\rho_{l,y} = 1.225\%$

Gemittelttes Längsbewehrungsverhältnis  $\rho_l = \sqrt{0.0112 \cdot 0.01225} = 0.01171 \leq \min\left(0.02, 0.5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$

### 7.2.2 Definition der Rundschnitte

Beschreibung	Variable	Wert
Stützenumfang	$u_0$	1800 mm
Mittlere effektive Nutzhöhe	$d_{ef}$	179 mm
Kritischer Rundschnitt bei $2d_{ef}$ mit Reduzierung durch Öffnungen	$u_{crit}$	3787 mm
Das Verhältnis von Stützenumfang zu effektiver Nutzhöhe	$\frac{u_0}{d_{ef}}$	12.0
Äußerer Rundschnitt, ab dem keine Verstärkung mehr erforderlich ist	$u_{out}$	6263 mm

### 7.2.3 Berechnung des Last-Exzentrizitätsfaktors $\beta$ aus [12] und [15]

Die Werte von  $W_{1,x}$  und  $W_{1,y}$  werden nach Gleichung 6.40 [12] für jede Richtung ermittelt, und die Faktoren  $k_x$  und  $k_y$  werden aus dem Verhältnis der Stützenabmessungen gemäß Tabelle 6.1 [12] abgeleitet.

Statisches Moment $W_{1,x}$	Statisches Moment $W_{1,y}$	$\frac{C_x}{C_y}$	$k_x$	$\frac{C_y}{C_x}$	$k_y$
988,418 mm <sup>2</sup>	1,434,508 mm <sup>2</sup>	1.0	0.6	1.0	0.6

Gl. (NA.6.39.1) [15]

Last-Exzentrizität für die unausgeglichene Momente  $\beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{crit}}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{crit}}{W_{1,y}}\right)^2} \geq 1.10$

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(0.6 \cdot \frac{75 \times 10^3}{336} \cdot \frac{3787}{988418}\right)^2 + \left(0.6 \cdot \frac{73 \times 10^3}{336} \cdot \frac{3787}{1434508}\right)^2} = 1.367 \geq 1.10$$

### 7.2.4 Nachweis des Betons ohne Durchstanzbewehrung

6.4.3 (1) [12]

Der Nachweis der Betontragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung  $\tau_{Rd,c}$  erfolgt am kritischen Rundschnitt  $u_{crit}$ .

Gl. (2) [12]

Nachweis des bestehenden Querschnitts:  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} = \max\left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, \tau_{min}\right] + k_1 \sigma_{cp}$

NDP zu 6.4.4 (1) [15]

Empirischer Vorfaktor (Innenstütze mit  $\frac{u_0}{d} \geq 4$ ):  $C_{Rd,c} = 0.18/1.5 = 0.12$

Gl. 6.2.2 (1) [12]

Höhenabhängiger Koeffizient:  $k = 1 + \sqrt{200/179} = 2.06 \geq 2.0$

Gl. NA 6.3a [15]

Mindestdurchstanztragfähigkeit (mit  $d_{ef} \leq 600$  mm):

$$\tau_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = \frac{0.0525}{1.5} \cdot 2.0^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} = 0.586 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungs-Durchstanztragfähigkeit:  $\tau_{Rd,c} = 0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.01171 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.828 \text{ N/mm}^2$

Bemessungsdurchstanzspannung bei  $u_{crit}$ :  $\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{crit} \cdot d_{ef}} = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3}{3787 \cdot 179} = 1.140 \text{ N/mm}^2$

Gl. NA.6.53.1 [15]

Maximale Durchstanztragfähigkeit  $k_{max} = 1.4$ ):  $\tau_{Rd,max} = k_{max} \tau_{Rd,c} = 1.4 \cdot 0.828 = 1.159 \text{ N/mm}^2$ 

**Das  $\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  ist eine Verstärkung erforderlich!**

### 7.2.5 Nachweis des Betons mit HIT-Punching

Gl. (3) [25]

Nachweis des verstärkten Querschnitts:  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs,pi} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$ 

Maximale Durchstanztragfähigkeit  $k_d = 1.0$ ):  $k_d \tau_{Rd,max} = 1.0 \cdot 1.159 = 1.159 \text{ N/mm}^2$ 

**Das  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  ist Verstärkung möglich!**

Gl. (5) [25]

Bemessungs-Durchstanztragfähigkeit mit Verstärkungselementen muss erfüllen

$$V_{Rd,cs,pi} = k_d (0.75 \tau_{Rd,c} u_{crit} d_{ef}) + k_{pi} \left( 1.5 f_{ywd,ef} A_{sw,crit} \frac{d_{ef}}{s_r} \right) \geq \beta V_{Ed}$$

Gl. 9.11 [15]

Prüfung der Mindestquerschnittsfläche **jedes** Verstärkungselements:

$$A_{sw,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.5(f_{ywd} \gamma_s)} (s_r \cdot s_{t,max}) = 0.08 \frac{\sqrt{35}}{1.5 \cdot (390 \cdot 1.15)} \cdot 120 \cdot (1.5 \cdot 179) = 22.7 \text{ mm}^2$$

**12 8.8 HAS(-U)** mit  $A_{sw} = 84.3 \text{ mm}^2$  ist ausreichend, um den Nachweis zu führen. Dabei wird mit  $d_{ef} = 179 \text{ mm}$ ,  $k_d = 1.0$  und  $k_{pi} = 0.82$  die Bemessungs-Durchstanztragfähigkeit  $V_{Rd,cs,pi}$  gemäß Gleichung 5 [25] überprüft.

Gl. (6) [25]

Wirksamer Bemessungswert der Festigkeit der Verstärkungselemente  $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$ 

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot 179 = 294.75 \text{ N/mm}^2 \leq 390 \text{ N/mm}^2 \therefore OK$$

Achsabstände der nachträglich installierten Durchstanzverstärkung

Parameter	Prüfung auf Mindest- und Maximalwerte	
$s_0 = 80 \text{ mm}$	$0.3 d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5 d_{ef}$	Erfüllt
$s_r = 120 \text{ mm}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.75 d_{ef}$ bei $s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Erfüllt
$s_t$ innerhalb $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 1.5 d_{ef}$ bei $s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Erfüllt (siehe Abschnitt 0)
$s_t$ außerhalb $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 2.0 d_{ef}$ bei $s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Erfüllt (siehe Abschnitt 0)

Gl. (7) [25]

Durch Gleichsetzen von  $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,cs,pi}$  und Umstellen der Gleichung lässt sich die erforderliche Durchstanzverstärkung am kritischen Rundschnitt berechnen:  $A_{sw,crit} = \frac{\tau_{Ed} - 0.75 k_d \tau_{Rd,c}}{1.5 k_{pi} f_{ywd,ef}} s_r u_{crit}$ 

$$A_{sw,crit} = \frac{1.140 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828}{1.5 \cdot 0.82 \cdot 294.75} \cdot 120 \cdot 3787 = 651 \text{ mm}^2$$

Gl. (8) [25]

Die für die ersten beiden Bewehrungsreihen erforderliche Durchstanzverstärkung muss  $A_{sw,i} \geq \kappa_i A_{sw,crit}$  erfüllen, wobei der Faktor  $\kappa_i$  unter Verwendung folgender Gleichung ermittelt wird (9) [25]

$$\kappa_i = \frac{\beta V_{Ed} - 0.75 k_d \tau_{Rd,c} u_i d_{ef}}{\beta V_{Ed} - 0.75 k_d \tau_{Rd,c} u_{crit} d_{ef}}$$

Für die erste Verstärkungsreihe:

$$\kappa_1 = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 2303 \cdot 179}{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 3787 \cdot 179} = 1.47 \leq 2.5 \therefore OK$$

Für die zweite Verstärkungsreihe:

$$\kappa_2 = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 3042 \cdot 179}{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 3787 \cdot 179} = 1.24 \leq 1.4 \therefore OK$$

## 7.2.6 Anordnung der Verstärkungselemente und Installationsdaten

Äußerer Rundschnitt, ab dem keine Verstärkungselemente mehr notwendig sind  $u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{\tau_{Rd,c,out} \cdot d_{ef}}$  wobei  $\tau_{Rd,c,out}$  mit  $C_{Rd,c} = 0.15/1.5 = 0.10$  ermittelt wird:

Gl. (5) [25]

$$\tau_{Rd,c,out} = \max \left[ 0.10 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.0117 \cdot 35)^{\frac{1}{3}}; 0.586 \right] = 0.689 \text{ N/mm}^2$$

$$u_{out} = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3}{0.689 \cdot 179} = 6263 \text{ mm}$$

Abstand von der Stützenoberfläche zu  $u_{out}$ ,  $r_{out} = \frac{6263 - 1800 - 300}{1.5\pi} = 883 \text{ mm}$

Mit  $s_0 = 80 \text{ mm}$  und  $s_r = 120 \text{ mm}$  passen maximal sieben Verstärkungsreihen in  $u_{out}$ . Da die Verstärkungselemente jedoch in einer Entfernung größer als  $(566 - 1.5d_{ef}) = 298 \text{ mm}$  von der Stützenoberfläche entfernt werden darf, sind **sechs** Bewehrungsreihen ausreichend.

Verstärkungsreihe	Abstand von der Stützenoberfläche (mm)	Umfang der Verstärkungsreihe (mm)	Erforderliche Stahlfläche (mm²) $k_i \cdot A_{sw,crit}$	Anzahl Elemente pro Verstärkungsreihe	Vorhandene Stahlfläche (mm²)	Querabstand (mm)
1	80	2303	957	12	1012	$200 \leq s_{t,max}$
2	200	3042	807	16	1349	$200 \leq s_{t,max}$
3	320	3608	651	14	1180	$251 \leq s_{t,max}$
4	440	4173	651	14	1180	$346 \leq s_{t,max}$
5	560	4739	651	17	1433	$293 \leq s_{t,max}$
6	680	5304	651	17	1433	$293 \leq s_{t,max}$

**Hinweis:** Wenn die Position eines Verstärkungselements mit bestehender Biegebewehrung kollidiert, kann das betroffene Element um einen Mindestabstand von  $2d_0$  und höchstens  $0,2d_{ef}$  angepasst werden. Die Mindest- und Maximalabstandsregeln für radiale  $s_0$  und  $s_r$  sowie tangentielle Abstände  $s_t$  aus Abschnitt 7.2.5 müssen jedoch stets eingehalten werden.

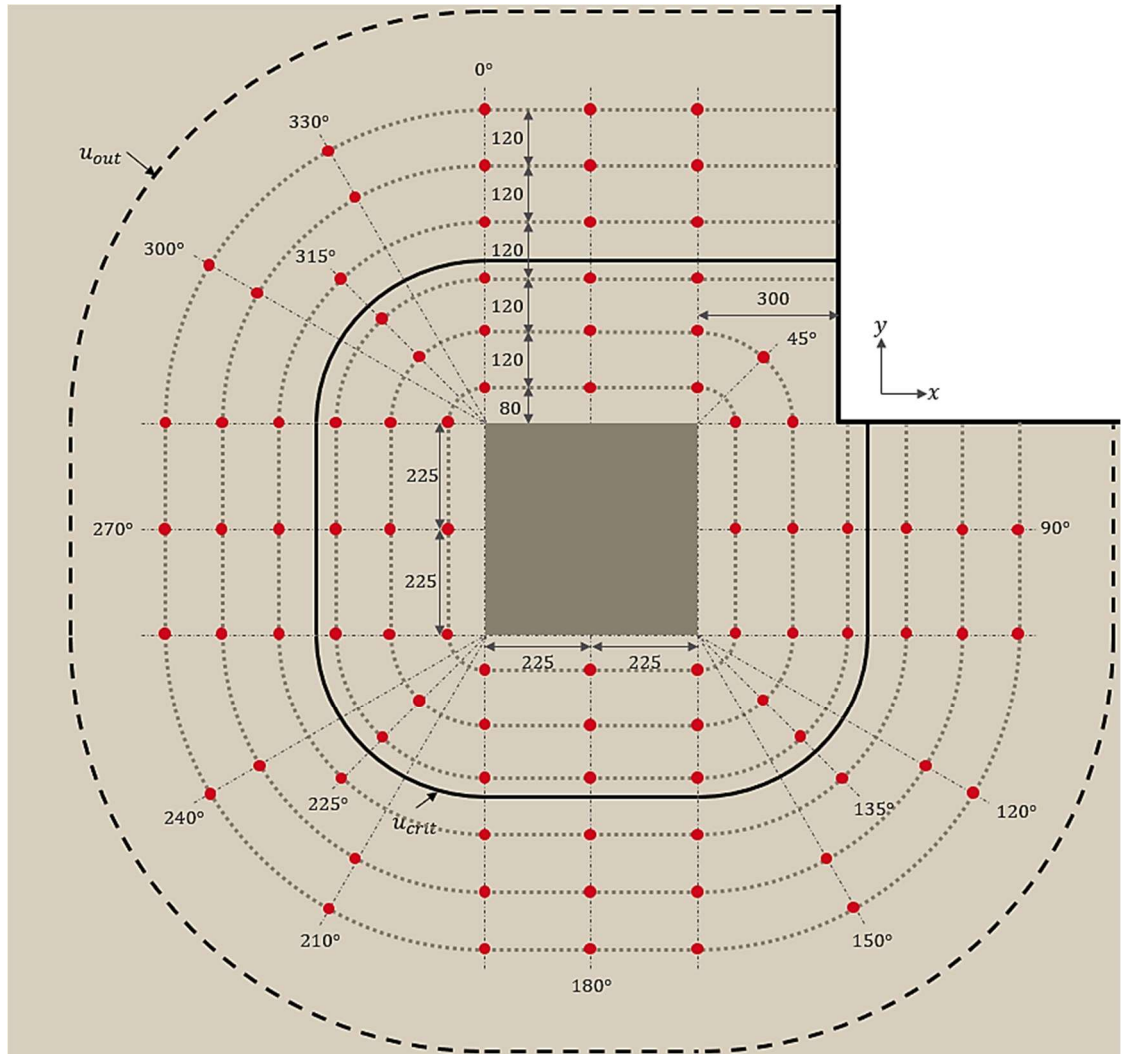
### Installation gemäß den Montageanweisungen des Herstellers:

- Verstärkungslösung: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M12 + Verfüllset
- Maximales Installationsdrehmoment,  $T_{inst}$ : 40 Nm
- Bohrlochdurchmesser in der Platte,  $d_0$ : 14 mm
- Restbetondeckung,  $c_{res}$ : 35 mm
- Bohrlochtiefe in der Platte,  $l_{sw}$ : 190 mm
- Vorgeschlagene Bohrmethode: Hammerbohren (HD) mit Bohrhilfe
- Betonbedingung: Trockener Beton

### Spezifikation:

**90** Stück Hilti HIT-RE 500 V4 + HAS-U **8.8 M12** Gewindestangen + Verfüllset, installiert mit einer Verankerungstiefe von **190 mm** Abständen gemäß Montageanleitung in DIBt abG Z-15.5-387 für Hammerbohren (**HD**) in **trockenem** Beton mit Bohrhilfe. **Die erste** Verstärkungsreihe muss **80 mm** von der Oberfläche der Stütze entfernt positioniert werden, wobei die **nachfolgenden** Reihen einen Abstand von **120 mm** zur ersten haben müssen. Die genauen Abstände der Verstärkungselemente innerhalb der Reihen sind den Ausführungsplänen zu entnehmen

Nachfolgend wird ein vorgeschlagenes Bewehrungslayout dargestellt:



**Hinweis:** Maße in Millimetern und nicht maßstabsgetreu.

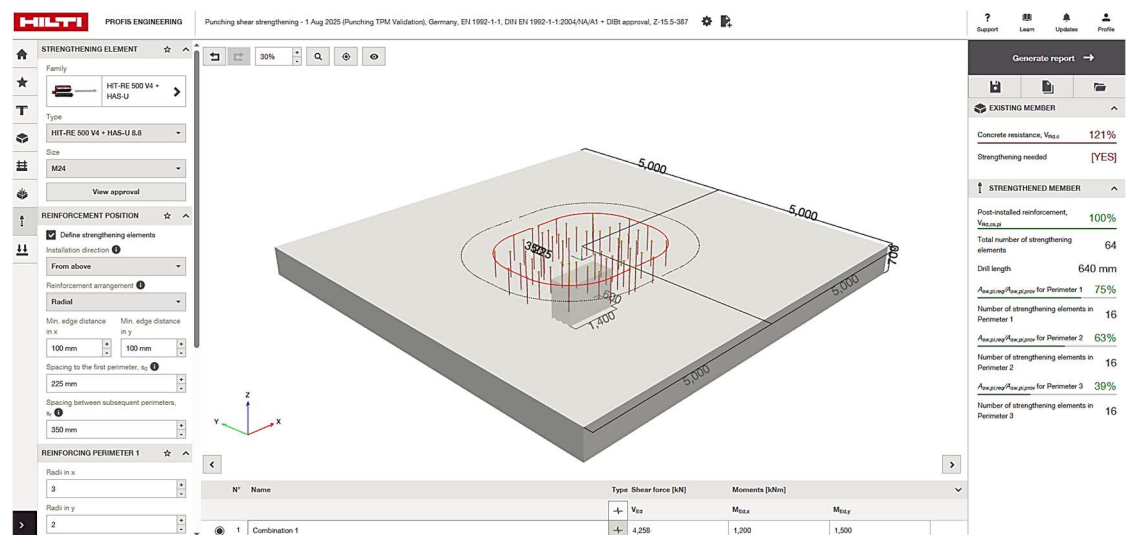


## 8. PROFIS Engineering – Modul „nachträgliche Durchstanzverstärkung“

Wie bei der Bemessung von Durchstanzbewehrung, z. B. Bügeln, die in Betonbauteilen einbetoniert werden, kann die manuelle Ermittlung der optimalen Verstärkungslösung sehr repetitiv und zeitaufwendig sein – insbesondere aufgrund der Vielzahl an Optionen hinsichtlich Durchmesser, Abständen und Positionierung. Die **cloud-basierte Bemessungssoftware** PROFIS Engineering von Hilti enthält ein **spezielles Modul** zur Beurteilung und Verstärkung von Betonbauteilen mit unzureichender Durchstanztragfähigkeit. Dieses unterstützt Tragwerksplaner bei der Überprüfung der Widerstandsfähigkeit bestehender Bauteile und deren Verstärkung und sorgt so für einen sichereren und effizienteren Arbeitsablauf.

**Wesentliche Vorteile** des PROFIS Engineering Moduls für Durchstanzverstärkung::

- Auswahl der Platte und des zugehörigen Auflagers (z. B. Stütze oder Wand)
- Definition der Plattenabmessungen, Geometrie und Materialparameter zur Überprüfung des Verstärkungsbedarfs unter einer neuen Durchstanzkraft.
- Festlegung des Durchmessers der Verstärkungselemente und der radialen Abstände.
- PROFIS Engineering generiert das Layout und berechnet die insgesamt erforderlichen Verstärkungselemente basierend auf den zuvor definierten Eingaben.
- Anzeige der Ausnutzungsgrade zur Überprüfung des bestehenden und verstärkten Betons sowie der Stahlbeanspruchung je Verstärkungsreihe.
- Für die Dokumentation erstellt PROFIS Engineering einen umfassenden Bemessungsbericht mit den Rechenschritten und liefert die erforderlichen Angaben für die Detailplanung der Verstärkung.

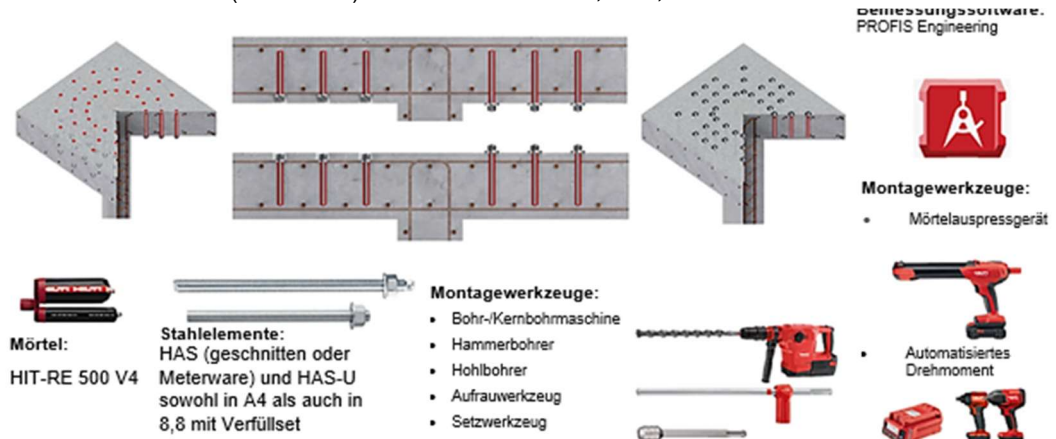


## 9. Hilti Lösungen zur Durchstanzverstärkung

Das neue HIT-Punching Verstärkungssystem von Hilti ist zugelassen gemäß **DIBt aBG Z15.5-387**. Die wichtigsten Werkzeuge und Zubehörteile für die Montage sind nachfolgend zusammengefasst:

HIT-RE 500 V4 Injektionsmörtel + folgende Verstärkungselemente:

- HAS(-U) Gewindestangen A4: M12, M16, M20 und M24
- HAS(-U) Gewindestangen 8.8: M12, M16, M20 und M24
- Hilti Verfüllset (8.8 und A4): M12, M16, M20 und M24



## 10. Zusammenfassung

Die Umnutzung und Verstärkung bestehender Bauwerke kann gegenüber einem Neubau viele Vorteile bieten, wobei jedes Bauwerk bei der Verstärkung spezifische Anforderungen erfüllen muss. Abhängig von der gewählten Bemessungsphilosophie kann der Tragwerksplaner Durchstanzschwächen in Platten und Fundamenten auf verschiedene Weise beheben – einige Methoden sind weniger invasiv als andere. Die Verwendung des nachträglich eingebauten HIT-Punching Verstärkungssystems, bestehend aus HAS(-U) Gewindestangen in Kombination mit dem Injektionsmörtel HIT-RE 500 V4, ist ein innovatives Beispiel für eine minimalinvasive Methode, die die Durchstanztragfähigkeit und die Verformungskapazität einer Platte oder eines Fundaments erheblich steigern kann.

Das System ist als Bauart durch das DIBt mit allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG) zugelassen. Ingenieure können die vertraute, auf Eurocode 2 basierende Bemessung nutzen, die in die Hilti PROFIS Engineering integriert ist, um eine wirtschaftliche Lösung unter Berücksichtigung der wesentlichen Bemessungsparameter wie Durchmesser, Abstände und weitere Faktoren zu finden. Mit seiner intuitiven Benutzeroberfläche unterstützt das neue Modul zur Durchstanzverstärkung Planer und Ingenieure dabei, Zeit in der Entwurfsphase zu sparen, ihren Kunden Mehrwert zu bieten und gleichzeitig zu einer sichereren und widerstandsfähigeren gebauten Umwelt beizutragen.

## 11. Referenzen

- [1] N. Addy, "Making sustainable refurbishment of existing buildings financially viable," in *Sustainable Retrofitting of Commercial Buildings - Cool Climates*, S. Burton, Ed., Abingdon, Routledge, 2015, pp. 57-73.
- [2] fib Task Group 8.1, "fib Bulletin 103 - Guide to Strengthening of Concrete Structures," Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, 2022.
- [3] W. Ritter, "Die Bauweise Hennebique," *Schweizerische Bauzeitung*, vol. 17, pp. 41-43, 49-52 und 59-61, 1899.
- [4] E. Mörsch, *Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung*, 1 ed., vol. 1, Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1922.
- [5] D. Yeomans, "Concrete Architecture: A Lost Opportunity?," *Architectural History*, vol. 63, pp. 257-282, 2020.
- [6] R. Maillart, "Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke in der Schweiz und in Amerika," *Schweizerische Bauzeitung*, vol. 87/88, no. 21, pp. 263-265, 1926.
- [7] A. Fürst and P. Marti, "Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs," *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, no. 8, pp. 1102-10, 1997.
- [8] ASCE-ACI Committee 445, "Recent approaches to shear design of structural concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, no. 12, pp. 1375-1417, 1998.
- [9] D. A. Kueres, "Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs," RWTH, Aachen, 2018.
- [10] A. Muttoni, J. T. Simões, D. M. V. Faria and M. F. Ruiz, "A Mechanical Approach for the Punching Shear Provisions in the Second Generation of Eurocode 2," *Hormigón y Acero*, vol. 74, no. 299-300, pp. 61-77, 2022.
- [11] A. Muttoni, "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement," *ACI Structural Journal*, vol. 105, no. 4, pp. 440-450, 2008.
- [12] EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [13] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, "Teil 1: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Heft 600)," Beuth, Berlin, 2020.
- [14] T. C. Zsutty, "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data," *ACI Journal Proceedings*, vol. 65, no. 11, pp. 943-951, 1968.
- [15] DIN EN 1992-1-1/NA: National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, Berlin: DIN, 2013.
- [16] "ÖNORM B 1992-1-1 - Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau," Austrian Standards International, Vienna, 2018.

- [17] A. Setiawan, R. L. Vollum, L. Macorini and B. A. Izzuddin, "Punching shear design of RC flat slabs supported on wall corners," *Structural Concrete*, vol. 21, no. 3, pp. 859-874, 2020.
- [18] J. Hegger, J. C. Walraven and F. Häusler, "Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2," *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 105, no. 4, pp. 206-215, 2010.
- [19] CEN/TC250, EN 1992-1-1:2004+A1:2014 : Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [20] M. Lapi, A. P. Ramos and M. Orlando, "Flat slab strengthening techniques against punching-shear," *Engineering Structures*, vol. 180, pp. 160-180, 2019.
- [21] G. Hassanzadeh, "Strengthening of bridge slabs with respect to punching. Test Results. Report 41," Stockholm, 1996.
- [22] D. M. Faria, J. Einpaul, A. P. Ramos, M. F. Ruiz and A. Muttoni, "On the efficiency of flat slab strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers," *Construction Building Materials*, vol. 73, pp. 366-377, 2014.
- [23] CEN, "EN 1990:2002+A1:2005 - Basis of structural Design," CEN, Brussels, 2005.
- [24] Hilti, "ETA-20/0541: Injection system Hilti HIT-RE 500 V4," DIBt, Berlin, 05.05.2023.
- [25] Deutsches Institut für Bautechnik, "aBG Z-15.5-387 - Hilti Durchstanzverstärkungssystem (HIT-Punching shear strengthening) mit Hilti HIT-RE 500 V4," DIBt, Berlin, 2025.
- [26] EN 1992-2:2018: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules, Brussels: CEN, 2018.



Hilti Aktiengesellschaft  
9494 Schaan, Liechtenstein  
T +423 234 2965

[www.facebook.com/hiltigroup](https://www.facebook.com/hiltigroup)  
[www.hilti.group](https://www.hilti.group)