



# Rinforzo di elementi in calcestruzzo al taglio e al punzonamento

Affrontare nuove sfide  
utilizzando soluzioni  
consolidate



## Indice

<b>1. Introduzione e contesto .....</b>	<b>2</b>
<b>2. Panoramica sulle lastre piane e sul comportamento a punzonamento nel cemento armato.....</b>	<b>3</b>
2.1 Lo sviluppo delle lastre piane in cemento armato.	3
2.2 Comportamento e modalità di cedimento dei sistemi di lastre in cemento armato	4
<b>3. Progettazione di elementi in calcestruzzo per il taglio di punzonamento .....</b>	<b>8</b>
3.1 Principi generali	8
3.2 L'area caricata e la sezione di controllo per lastre e fondazioni	8
3.3 Verifica della resistenza al punzonamento secondo EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA11	
3.4 Progettazione con armatura a taglio di punzonamento secondo EN 1992-1-1 e NA-DE	14
<b>4. Approcci per rinforzare le membrature carenti di resistenza al taglio di punzonamento .....</b>	<b>18</b>
4.1 Aumento dello spessore della lastra	18
4.2 Aumento delle dimensioni dell'area di supporto	19
4.3 Aumento della resistenza alla flessione	20
4.4 Aumento della resistenza al taglio di punzonamento con l'utilizzo di armatura in acciaio	21
4.5 Soluzioni e combinazioni speciali	21
<b>5. Panoramica della qualificazione dell'armatura di rinforzo a taglio e punzonamento post-installata .....</b>	<b>23</b>
<b>6. Approccio alla progettazione e al dettaglio con il sistema di rinforzo HIT-Punching Shear.....</b>	<b>24</b>
6.1 Verifica del puntone di compressione	24
6.2 Verifica all'interno e all'esterno della zona rinforzata a taglio per lastre e fondazioni	25
6.3 Requisiti per il dettaglio dell'armatura di rinforzo	27
<b>7. Esempi di progettazione.....</b>	<b>31</b>
7.1 Fondazione – Colonna su basamento isolato	31
7.2 Lastra – colonna rientrante	36
<b>8. Modulo di rinforzo a taglio e punzonamento di PROFIS engineering .....</b>	<b>41</b>
<b>9. Soluzioni Hilti per il rinforzo a taglio e punzonamento .....</b>	<b>42</b>
<b>10. Riepilogo.....</b>	<b>42</b>
<b>11. Riferimenti .....</b>	<b>43</b>

## 1. Introduzione e contesto

Negli ultimi due decenni si è assistito a una tendenza crescente nel settore dell'edilizia a riutilizzare il patrimonio edilizio esistente per soddisfare le mutevoli esigenze socio-economiche e ridurre l'impatto ambientale. Ciò è più diffuso negli ambienti urbani, dove una parte significativa degli edifici e dei ponti con struttura in cemento armato (CA) si sta avvicinando alla fine del loro ciclo di vita e necessita di interventi di ristrutturazione o di demolizione completa. Inoltre, la necessità di rinforzare le strutture può derivare da diversi altri fattori: un cambio di destinazione d'uso o di classe di occupazione, un ampliamento della superficie dell'edificio, l'aggiunta di nuovi piani, l'introduzione di nuove normative edilizie, la presenza di errori o altre carenze durante l'esecuzione iniziale, e la necessità di contrastare altri problemi legati alla durabilità causati da rischi noti come incendi e terremoti.

A seconda delle esigenze del cliente, dello stato attuale della struttura e della sua importanza sociale, culturale e storica, l'ingegnere può ritenere che il rinforzo di un edificio o di un ponte esistente sia la scelta migliore rispetto alla demolizione e alla ricostruzione, con prove che suggeriscono un tempo di ripristino dal 15 al 70% più rapido (il tempo che intercorre tra l'interruzione dell'attività nell'edificio o sul ponte e il suo ritorno in servizio) rispetto alla costruzione di una nuova struttura. Questo vantaggio si aggiunge a una riduzione del 10-75% del carico di risorse grazie al risparmio di manodopera e materiali [1].

Dopo una valutazione locale e globale della struttura esistente, l'ingegnere deve scegliere tra più metodi di rinforzo per risolvere le carenze di tensione, compressione, flessione, fessurazione, punzonamento e torsione, soddisfacendo al contempo i requisiti di funzionalità. Il rinforzo a livello globale è possibile, utilizzando l'involucro del telaio (ad esempio, pareti di taglio aggiuntive), installando micropali, o installando dispositivi di isolamento della base o di dissipazione dell'energia in caso di carico sismico. Al contrario, il rinforzo di elementi locali e individuali include sovrapposizioni in calcestruzzo, rivestimenti in calcestruzzo, acciaio o polimero rinforzato con fibra (FRP), FRP montato esternamente o vicino alla superficie, post-tensionamento esterno o armatura in acciaio applicata internamente (post-installata) [2]. La maggior parte dei progetti di rinforzo prevede di solito tecniche multiple per resistere efficacemente ai carichi aggiuntivi e trasferirli dal punto di azione alle fondazioni.

In molte parti del mondo, una larga maggioranza degli edifici esistenti e delle infrastrutture civili è attualmente oggetto di rinforzo o è prevista per essere rinforzata, richiedendo quindi una valutazione accurata nell'adozione delle tecniche di intervento più appropriate. Questo articolo fornisce una breve panoramica sul punzonamento nel calcestruzzo, riassume i metodi o interventi esistenti tipicamente impiegati per rinforzare singoli elementi in calcestruzzo e presenta la più recente soluzione di rinforzo di Hilti, che utilizza barre filettate post-installate comportandosi come rinforzo per punzonamento: il sistema di rinforzo HIT-Punching Shear, che nel 2025 ha ottenuto il permesso generale per tecniche di costruzione (aBG Z-15.5-387) dal Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt).



## 2. Panoramica sulle lastre piane e sul comportamento a punzonamento nel cemento armato

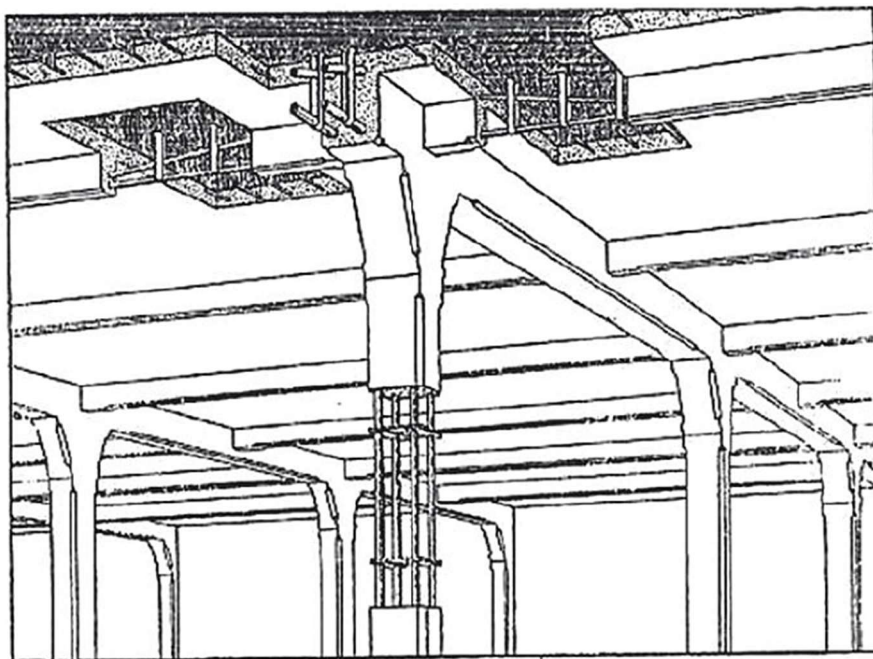


Figura 1: il concetto fondamentale del design Hennebique [3].

### 2.1 Lo sviluppo delle lastre piane in cemento armato

L'adozione diffusa dei primi edifici in cemento armato con sistemi a travi e travetti, alla fine del 1800, come il brevettato *Système Hennebique* illustrato nella Figura 1, rifletteva lo stesso approccio costruttivo riscontrabile nelle tradizionali strutture in legno e nelle più recenti costruzioni in ferro. Questi sistemi, e in particolare le loro singole travi, potevano essere modellati in modo affidabile (grazie ai lavori di Emil Mörsch [4] e Wilhelm Ritter [3]) come modelli analoghi di capriate costituite da una serie di puntoni e tiranti. Il telaio strutturale era costituito da casseforme e armature complesse, che formavano intradossi discontinui che rendevano difficile il posizionamento dei servizi dell'edificio sotto le lastre e imponevano ulteriori vincoli allo spazio interno del pavimento.

Introdotti 120 anni fa, i primi sistemi di lastre in cemento armato appoggiate direttamente su pilastri hanno rappresentato un'importante svolta rispetto alla tradizionale disposizione di elementi strutturali lineari gerarchizzati. Introdotto contemporaneamente, anche se in modo indipendente, da C.A.P. Turner negli Stati Uniti e da Robert Maillart in Svizzera tra il 1905 e il 1909, il progetto delle loro nuove lastre prevedeva una grande testa di colonna a forma di fungo (o capitello) per facilitare l'introduzione locale delle forze dalla lastra alla colonna. La filosofia progettuale di Turner considerava le colonne, i capitelli e le lastre come elementi singoli che potevano essere ottimizzati per un rapido assemblaggio. Questo approccio ha mantenuto un legame fondamentale con le costruzioni tradizionali in legno e ferro dell'epoca, che ha contribuito a ottenere un'ampia accettazione da parte degli appaltatori grazie alla loro familiarità con le costruzioni tradizionali. I capitelli allargati dei pilastri, con armatura radiale e diagonale a ventaglio nella lastra, si svasavano perfettamente nelle lastre orizzontali ed erano dimensionati empiricamente per evitare il cedimento per punzonamento [5].

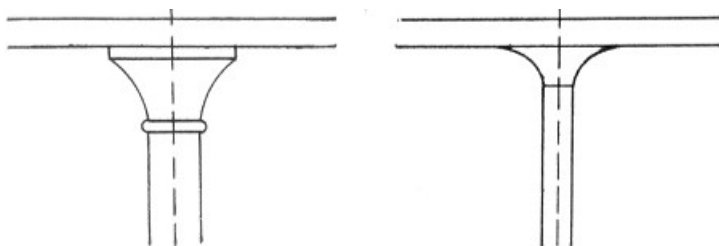


Figura 2: un confronto tra le teste di colonna a fungo per lastre piane di Turner (a sinistra) e Maillart (a destra) [6]

In contrasto con l'approccio di Turner, Maillart cercò di riflettere il flusso di sollecitazioni intrinseco alla natura monolitica del calcestruzzo, concependo lastre e colonne come una "entità strutturale unificata", come si vede nella **Figura 2** [6], in cui le forze fluiscono continuamente. Ciò ha permesso di creare una connessione lastra-colonna omogenea grazie a un'armatura continua in due sole direzioni, dando vita a configurazioni che spesso negano del tutto i capitelli o li integrano attraverso regioni di lastra ispessite intorno alla colonna. Entrambi gli approcci consentivano di ottenere intradossi piatti che fornivano una sufficiente resistenza al taglio e al punzonamento grazie alla forma iperbolica del capitello della colonna, che rifletteva il flusso iperbolico delle sollecitazioni verso il centro della colonna [7]. Partendo dall'approccio empirico di Turner, Maillart sviluppò nuovi metodi di analisi elastica per calcolare la flessione delle lastre bidirezionali, che integravano la sua pratica di condurre prove di carico in scala reale sulle lastre e sui ponti da lui stesso completati, questi ultimi sono ancora in uso oggi.

L'influenza combinata di Turner e Maillart si è fatta sentire a partire dagli anni '50, periodo in cui molti edifici residenziali e per uffici, così come i parcheggi multipiano, hanno adottato le grandi aperture (~9 m) offerte dalle lastre piane, con la maggior parte delle strutture che rinunciavano completamente alla distinzione del capitello distinto. Questo ha semplificato ulteriormente le casseforme e le armature e ha fornito un intradosso piatto continuo per facilitare il posizionamento dei servizi dell'edificio.

## 2.2 Comportamento e modalità di cedimento dei sistemi di lastre in cemento armato

### 2.2.1 Comportamento e modalità di cedimento delle lastre sostenute da travi

Il comportamento delle lastre mono e bidirezionali a supporto lineare sotto un carico uniformemente distribuito è analogo a quello delle travi sottoposte a carico di taglio. In entrambi i casi, l'elevata resistenza alla compressione ma la bassa resistenza alla trazione del calcestruzzo fanno sì che si fessuri perpendicolarmente alla sollecitazione di trazione risultante da un carico applicato sufficientemente elevato. Sia le travi che le lastre mono o bidirezionali resistono al taglio grazie a una combinazione di:

1. Calcestruzzo non fessurato nella zona di compressione;
2. Effetto di spinottamento di eventuali armature longitudinali esistenti, e
3. Ingranamento degli aggregati attraverso le fessure di trazione.

Tuttavia, l'azione concomitante e di natura aleatoria di questi tre meccanismi non è in grado di sviluppare una resistenza a trazione sufficiente a prevenire la fessurazione del calcestruzzo sotto una componente di trazione relativamente modesta delle tensioni di taglio; ne deriva la formazione di fessure diagonali in prossimità degli appoggi, dove la spinta significativa verso l'alto trasmessa dall'anima della trave contrasta il carico applicato verso il basso. Per resistere efficacemente al taglio è necessaria l'aggiunta di un'armatura specifica per il taglio, ovvero staffe, collegamenti o tiranti, che si attivano dopo la formazione delle prime crepe diagonali per ridurne l'ampiezza entro limiti accettabili [8].

### 2.2.2 Comportamento e modalità di cedimento di lastre sostenute da colonne sottoposte a carichi concentrati

In contrasto con le solette appoggiate su travi (appoggio lineare), ma presentando diverse caratteristiche analoghe, le solette piane trasferiscono carichi elevati e concentrati in un'area sollecitata attorno al pilastro di appoggio (appoggio puntuale). Sotto carichi moderati, sul lato teso della soletta si formano inizialmente fessure flessionali radiali che si irradiano dal pilastro, suddividendo la soletta in settori che ruotano attorno al pilastro stesso; ciò comporta una ridistribuzione dei momenti nella direzione tangenziale, dove il calcestruzzo risulta ancora non fessurato e quindi relativamente più rigido. A carichi più elevati, il calcestruzzo forma fessurazioni **circolari** (o tangenziali) intorno alla colonna. Questi meccanismi generano simultaneamente fessure di taglio inclinate, che originano dalle fessure circolari nella zona tesa della soletta in direzione tangenziale e si propagano verso la zona compressa, in corrispondenza dell'intradosso della soletta al contatto con l'area caricata, che coincide con la faccia del pilastro in assenza di capitelli, come evidenziato in **Figura 3**. Tali fessure disturbano i puntoni compressi inclinati che resistono al taglio; una di esse è definita «fessura di taglio critica» e intercetta il puntone compresso in prossimità dell'area caricata. Le fessurazioni critiche di taglio più ampie, generate da rotazioni più elevate della lastra, provocano lo schiacciamento del puntone di compressione e portano a un'improvvisa perdita di resistenza della connessione lastra-colonna, che a sua volta, provoca un tipo di cedimento localizzato e fragile, noto come "a punzonamento" (o bidirezionale) [9].

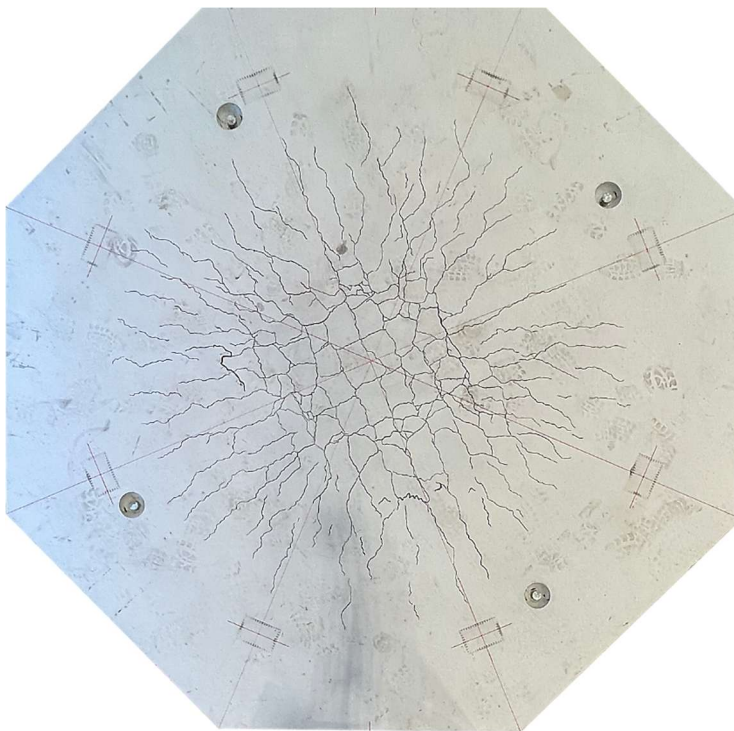


Figura 3: un esempio di fessurazioni radiali e tangenziali in una tipica lastra di calcestruzzo sottoposta a carichi concentrati © Hilti

Tuttavia, le solette piane si basano non solo sul contributo della resistenza del calcestruzzo non fessurato nella zona di compressione, ma anche su diversi altri fattori per resistere al taglio e punzonamento:

1. Incastro degli aggregati dovuto allo spostamento tangenziale attraverso la superficie della fessura.
2. Tensioni residue nel calcestruzzo sulla superficie di apertura della fessura.
3. Azione a tassello dell'armatura di rinforzo longitudinale nella zona tesa.
4. Forze di trazione e di tassellatura trasferite da qualsiasi armatura di rinforzo a taglio e punzonamento.



In ogni caso, la rottura risultante dalla perdita di equilibrio tra le azioni imposte e le forze interne di taglio genera un **cono troncato** attorno alla colonna, come illustrato dai due provini in **Figura 4**.

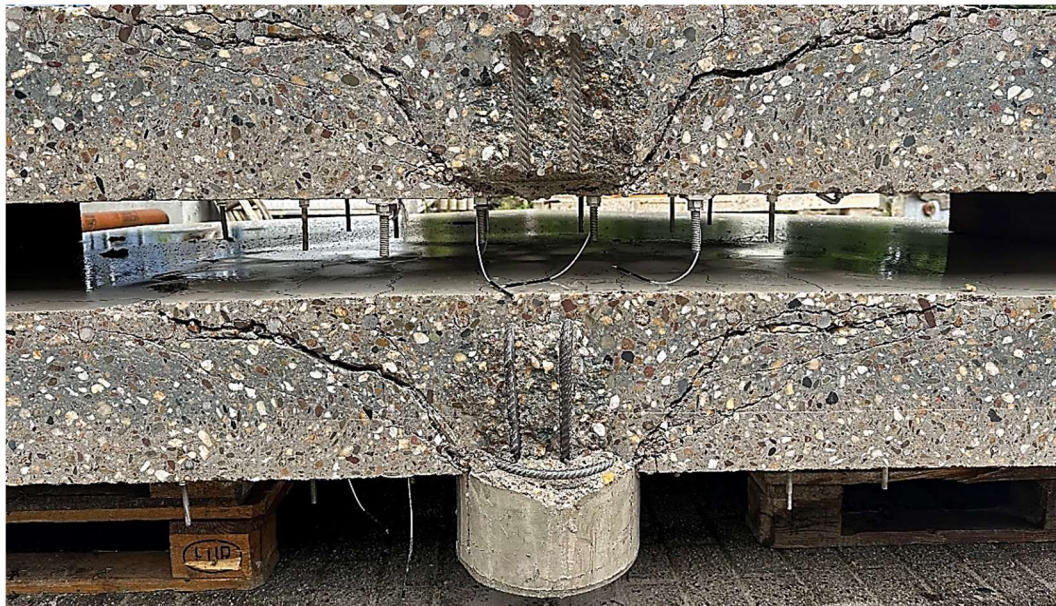


Figura 4: Provini di soletta piana che evidenziano la formazione delle fessure da taglio e del cono troncato © Hilti

Diversi tipi di armatura a taglio, più comunemente staffe ma anche bulloni a doppia testa, vengono incorporati nel getto per aumentare la resistenza al taglio e punzonamento di queste solette e, a seconda della quantità e del dettaglio dell'armatura di rinforzo a taglio, la rottura si verifica quando i carichi concentrati superano la resistenza massima al taglio e punzonamento all'interno o all'esterno della zona armata a taglio. Fornire un'armatura di rinforzo a taglio insufficiente per limitare la crescita della fessura critica interna comporta lo snervamento o l'estrazione dell'armatura ancorata a taglio all'interno di questa zona. Il cedimento può avvenire oltre la zona rinforzata al taglio se non è sufficientemente ampia. Dopo aver escluso i cedimenti all'interno e all'esterno della zona rinforzata al taglio, la resistenza fornita dai puntoni in calcestruzzo limita la resistenza massima al punzonamento della lastra [10], come si può vedere nella **Figura 5**.

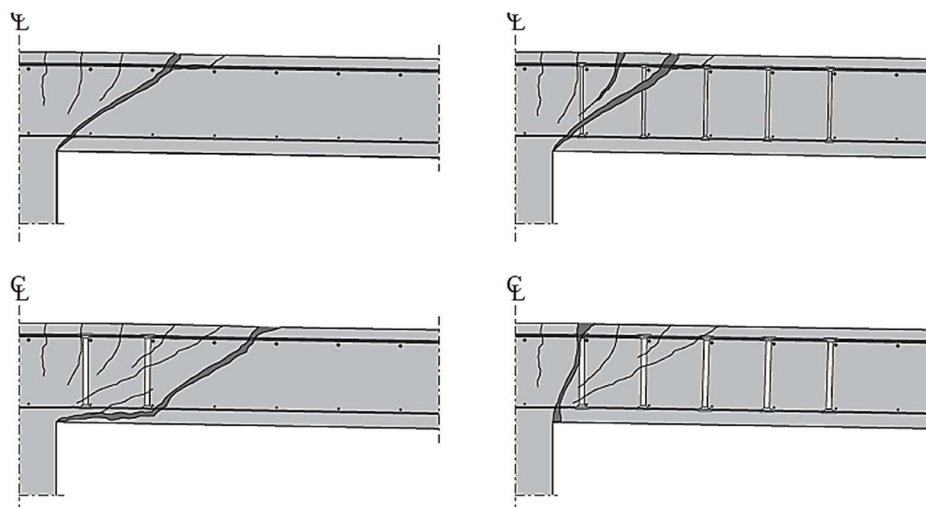


Figura 5: modalità di cedimento per taglio e punzonamento: (in alto a sinistra) cedimento senza armatura di rinforzo a taglio; (in alto a destra) cedimento all'interno della zona rinforzata a taglio; (in basso a sinistra) punzonamento all'esterno della zona rinforzata a taglio; (in basso a destra) cedimento del puntone di compressione alla massima resistenza, adattato da [9]

A volte, il cedimento per taglio e punzonamento in una connessione lastra-colonna può innescare cedimenti simili in altre parti della lastra, dove più aree caricate penetrano nella lastra di calcestruzzo, compromettendone così l'integrità strutturale e portando a un collasso progressivo che pone seri rischi per la sicurezza degli abitanti, come dimostrato da diversi crolli avvenuti in passato:

- 1995 – Il grande magazzino Sampoong a Seoul, Corea, causò oltre 500 vittime e più di 900 feriti.
- 1997 – Il parcheggio Piper Row a Wolverhampton, Regno Unito, fortunatamente non causò vittime nonostante fosse in uso.
- 2004 – Il garage sotterraneo a Gretzenbach, Svizzera, causò la morte di sette vigili del fuoco.
- 2021 – Le Champlain Towers in Florida, USA, causarono la morte di 98 residenti.

### **2.2.3 Modelli di resistenza al taglio e punzonamento**

A seconda del carico e della progettazione, la rottura per taglio e punzonamento può derivare dai meccanismi di rottura precedentemente menzionati e continua a suscitare intensi sforzi di ricerca per approfondire questo fenomeno, portando allo stato dell'arte attuale. Le indagini considerano tipicamente un elemento di soletta isolato che rappresenta la superficie della soletta circondata da una colonna, delimitata dalla linea di controflessione per i momenti radiali. [11] Il risultato di queste indagini ha portato allo sviluppo di diversi modelli [9], classificati come:

- Empirici o semi-empirici.
- Basato sulla meccanica della frattura lineare o non lineare.
- Basati sulla teoria della plasticità.
- Meccanismi di cedimento cinematico.

Sebbene ciascuno di questi modelli catturi i complessi meccanismi di rottura, i modelli (semi)-empirici sono i più semplici da applicare nella pratica progettuale, poiché descrivono in modo adeguato i principali parametri influenti (nonostante le limitazioni dei dati sperimentali precedentemente valutati) e costituiscono la base per le verifiche al taglio e punzonamento con e senza armatura a taglio nei regolamenti di progetto come la EN 1992-1-1:2004. [12]. In tali norme, affinché il modello a traliccio funzioni in modo affidabile per il taglio e punzonamento, l'armatura di rinforzo fornita deve racchiudere (o agganciare) il puntone di compressione come tirante, permettendo il trasferimento delle forze nel nodo. Il raggiungimento di questo requisito nella pratica è possibile tramite: aderenza, resistenza a trazione del calcestruzzo o, più comunemente, attraverso appoggi diretti in cui l'armatura a taglio si piega con o senza la presenza di armatura longitudinale nella zona di compressione. [13].



### 3. Progettazione di elementi in calcestruzzo per il taglio di punzonamento

#### 3.1 Principi generali

La progettazione distingue tra elementi in calcestruzzo con e senza armatura contro il taglio e il punzonamento, come le solette appoggiate su colonne e le colonne su fondazioni isolate o a platea, che tipicamente presentano sezioni snelle e sono soggette a carichi concentrati. Per progettare entrambi i tipi di membrature, l'approccio progettuale descritto nella prima generazione della norma EN 1992-1-1:2004 [12] adotta una formulazione di derivazione empirica [14] che è simile a quella adottata per le lastre e le travi unidirezionali che cedono al taglio. Le formulazioni sono pratiche e mantengono un modello di resistenza coerente sia per le verifiche a taglio che per quelle a punzonamento, con piccole differenze nei parametri chiave di progettazione, tra cui spicca il fatto che l'angolo di puntone variabile utilizzato per le verifiche di resistenza a taglio ( $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ ) è sostituito da un angolo di puntone fisso a compressione ( $\tan \theta = 0.5$ ) per le verifiche di resistenza a punzonamento.

Le sezioni seguenti descrivono l'approccio che un progettista dovrebbe adottare per verificare il requisito dell'armatura di rinforzo a taglio e punzonamento con il testo comune della Sezione 6.4 della EN 1992-1-1:2004. Questa sezione dell'Eurocodice contiene diversi parametri determinati a livello nazionale (NDP) e informazioni complementari non contraddittorie (NCI) negli allegati nazionali (NA) specifici per ogni paese, come la DIN EN 1992-1-1/NA tedesca [15] e la ÖNORM B 1992-1-1 austriaca [16]. La prima viene trattata di seguito per la sua natura decisamente più approfondita.

#### 3.2 L'area caricata e la sezione di controllo per lastre e fondazioni

##### 3.2.1 L'area caricata $u_0$

Prima di effettuare le verifiche di resistenza nella norma EN 1992-1-1:2004, le sezioni 6.4.1 e 6.4.2 [12] richiedono la conoscenza delle lunghezze dell'area caricata,  $u_0$ , e della sezione di controllo,  $u_1$ , rispettivamente. Facendo riferimento alle figure 6.12 e 6.13 di [12], la prima si riferisce a zone specifiche dell'elemento di compressione (colonna o parete) su cui viene applicato il carico, tipicamente modificato dalla posizione della colonna o della parete rispetto alla lastra o alla fondazione; ad esempio, non tutte le facce di una colonna vengono caricate se la colonna è posizionata sul bordo della lastra.

Per le colonne rettangolari con grandi sezioni (rapporti d'aspetto  $a/b > 2$ ), la resistenza al taglio e punzonamento si sviluppa completamente solo se l'area caricata è sufficientemente piccola da generare una sollecitazione triassiale nel calcestruzzo, il che implica che la resistenza al punzonamento non si svilupperà sull'intera sezione trasversale della colonna, ma piuttosto solo in parti specifiche, separando così la sezione trasversale in regioni di taglio e di punzonamento, come illustrato nella **Figura 6**.

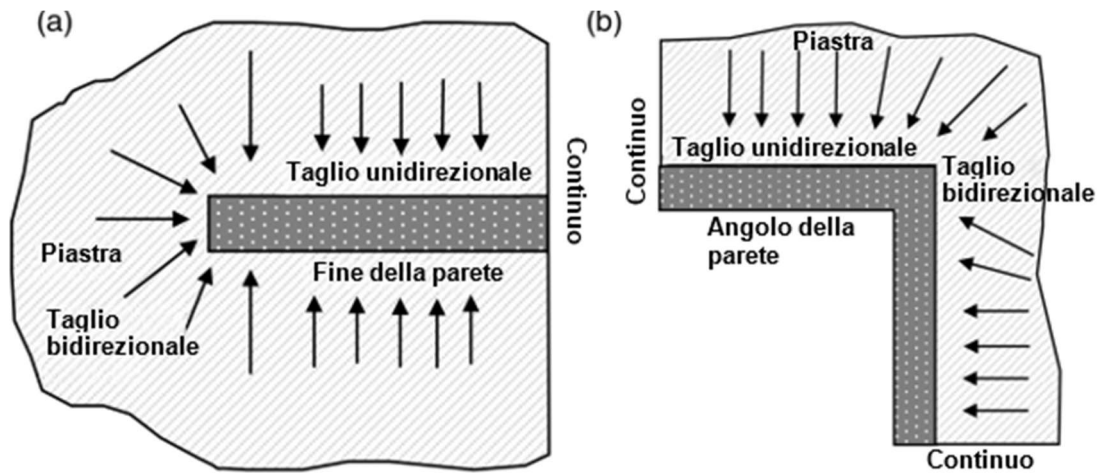
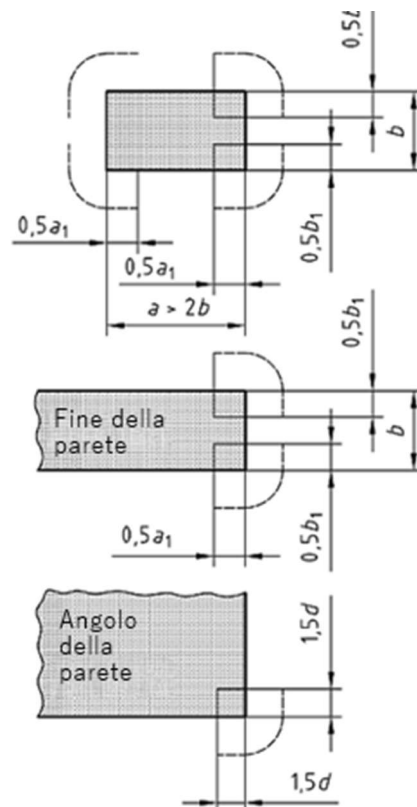


Figura 6: Forze di taglio e di punzonamento trasferite dalla lastra al supporto in corrispondenza delle estremità della parete (a sinistra) e degli angoli della parete (a destra), riprodotte dalla Figura 1 [17].

Sebbene il documento comune [12] non contenga tali disposizioni, lasciando ai progettisti il compito di giudicare i casi, la norma DIN EN 1992-1-1/NA [15] fornisce ulteriori raccomandazioni limitando l'area caricata a questo rapporto d'aspetto, dopo di che la sezione 6.2.2 [15] può essere utilizzata per verificare la resistenza al taglio. Inoltre, l'Allegato Nazionale applica un rapporto di  $u_0/d_{ef} \leq 12$  (cioè,  $u_0/4 \leq 3d_{ef}$  per angolo), dove la profondità effettiva della lastra è  $d_{ef}$ , come illustrato nella **Figura 7**. Questo principio si estende anche alle colonne con teste di colonna armate (note anche come "drop panels", pannelli a caduta).



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

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

Figura 7: aree caricate e sezioni di controllo utilizzate per le verifiche a taglio e punzonamento di grandi colonne (in alto), estremità di pareti (al centro) e angoli di pareti (in basso), riprodotte da Fig. NA.6.12.1 [15]

Le colonne a sezione circolare e  $u_0/d_{ef} > 12$  adottano una logica simile, che richiede la verifica della distribuzione della forza di taglio lungo la circonferenza della colonna. Per le verifiche di punzonamento, ciò richiede però riduzioni del prefattore empirico,  $C_{Rd,c}$ , e questo aspetto verrà approfondito nelle sezioni seguenti.

### 3.2.2 L'area della sezione di controllo $u_1$

Per le **lastre**, l'utilizzo di un angolo di puntone fisso di  $\tan \theta = 0.5$  implica che la sezione di controllo per la verifica della resistenza al punzonamento sia posta a una distanza di  $2d_{ef}$  dal bordo dell'area caricata e dalla sua lunghezza,  $u_1$  (oppure  $u_{crit}$ ). Costruita per minimizzare la lunghezza, segue tipicamente la forma dell'area caricata  $u_0$ , determinata dalla sezione precedente. Fanno eccezione le lastre che sporgono oltre il bordo dell'area caricata. Come illustrato nella Figura 6.14 [12], la lunghezza della sezione di controllo  $u_1$  è ridotta dalla presenza di aperture.

Per le **fondazioni**, la lunghezza della sezione di controllo  $u_1$  non è fissata a  $2d_{ef}$ , ma è la lunghezza delimitata da una distanza variabile  $a_{crit}$  che deve essere determinata iterativamente utilizzando il rapporto più piccolo tra la sollecitazione di punzonamento di progetto e la resistenza  $v_{Rd,c}/v_{Ed}$ . La distanza  $a_{crit}$  può essere fissata a  $1.0d_{ef}$  come semplificazione per le fondazioni snelle con un rapporto tra luce di taglio e profondità  $\lambda = a_\lambda/d_{ef} > 2$ , dove  $a_\lambda$  è il rapporto tra la distanza dal bordo più piccolo (o dal punto di controflessione) e  $d_{ef}$  è la profondità effettiva [15]. Il basso spessore della fondazione ha un impatto proporzionale su  $a_{crit}$ , con una maggiore snellezza che aumenta  $a_{crit}$  e diminuisce la sollecitazione di punzonamento di progetto. Al contrario, nelle fondazioni spesse dove  $\lambda = a_\lambda/d_{ef} \leq 2$ , inclinazioni più ripide della fessura di cedimento riducono  $a_{crit}$ . Di conseguenza, la percentuale di pressione del terreno che si oppone alla sollecitazione di punzonamento di progetto è influenzata dall'area delimitata da  $a_{crit}$ .

### 3.2.3 Teste di colonna

La sezione 6.4.2 della norma EN 1992-1-1:2004 richiede la verifica della resistenza al punzonamento sia all'interno che all'esterno, oppure solo all'esterno della testa della colonna, a seconda del suo rapporto di snellezza  $l_H/h_H$  (cfr. Figura 6.17 [12]), dove le teste di colonna tozze  $l_H/h_H < 2$  richiedono la verifica solo all'esterno della testa e le teste di colonna snelle  $l_H/h_H \geq 2$  richiedono la verifica sia all'interno che all'esterno della testa.

La norma DIN EN 1992-1-1/NA riduce il limite di snellezza a  $l_H/h_H < 1.5$  e introduce una verifica aggiuntiva per le teste di colonna con rapporti di snellezza compresi tra  $1.5 < l_H/h_H < 2.0$ , per escludere potenziali cedimenti dovuti a inclinazioni delle fessure comprese tra  $30^\circ$  e  $35^\circ$ , illustrati di seguito nella **Figura 8**. Questo vale anche per le verifiche di colonne con teste su fondazioni.

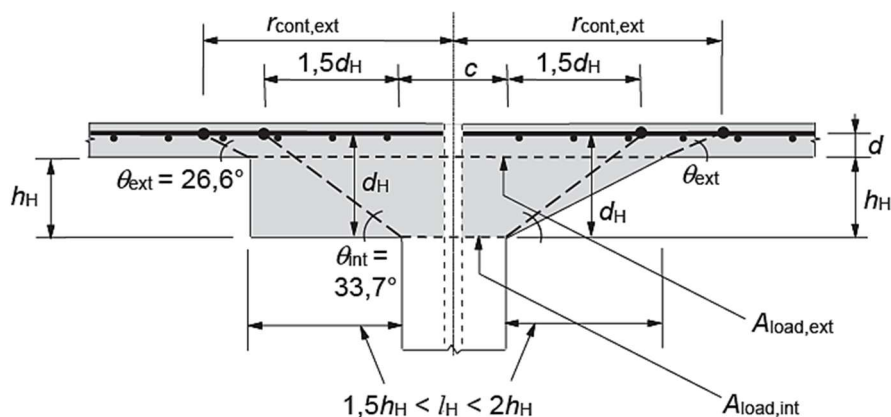


Figura 8: Verifica aggiuntiva per teste di colonna con rapporti di snellezza compresi tra  $1.5 < l_H/h_H < 2.0$ , riprodotta dalla Figura H6-33 [13]

### 3.3 Verifica della resistenza al punzonamento secondo EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA

#### 3.3.1 Sezione di controllo per la verifica

Come già accennato nel paragrafo 2.2.2 del presente documento, le fessure di taglio inclinate si propagano dalla zona di trazione della lastra verso la zona di compressione, dove l'intradosso della lastra incontra l'area caricata. Poiché una di queste fessure, definita fessura critica da taglio, intercetta il puntone di compressione vicino all'area caricata, essa determina quindi la sezione di controllo utilizzata per verificare la resistenza del puntone di compressione.

Nel suo testo principale, la norma EN 1992-1-1:2004, 6.4.3 (2) richiede l'esecuzione di tre verifiche in diverse sezioni di controllo, che sono dettagliate nella **Tabella 1** e confrontate con le sezioni di controllo richieste dalla norma DIN EN 1992-1-1/NA.

Tabella 1: sezioni di controllo utilizzate per le verifiche di taglio e punzonamento secondo EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA

	Sezione di controllo usata in:	
Verificata per:	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
Resistenza massima punzonamento, $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	$u_0$	$u_1$
Requisito per armature di rinforzo al punzonamento e al taglio, $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$	$u_1$	
Limiti delle armature di rinforzo al punzonamento e al taglio, $v_{Rd,cs} \leq k_{max} v_{Rd,c}$		

Riassunto nella **Tabella 2**, la sollecitazione di punzonamento di progetto,  $v_{Ed}$ , e i limiti della pressione di contatto del puntone,  $v_{Rd,max}$  sono determinati da:

Tabella 2: Differenze nella valutazione delle sollecitazioni di progetto e della resistenza massima secondo EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA

EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{ef}} \leq v_{Rd,max}$	$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{ef}} \leq v_{Rd,max}$
$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ on } v = 0.6(1 - \frac{f_{ck}}{250})$	$v_{Rd,max} = 1.4 \cdot v_{Rd,c}$

#### 3.3.2 Fattore di eccentricità del carico, $\beta$

Eq. (6.38) di [12], riprodotto nella **Tabella 2**, converte la forza di taglio di progetto in sollecitazione sul perimetro di controllo. L'equazione introduce un fattore di eccentricità del carico  $\beta$ , che tiene conto della flessione uniassiale o biassiale che distribuisce in modo non uniforme la forza di taglio e aumenta le sollecitazioni su un lato del perimetro di controllo. Inoltre, tiene conto dell'eccentricità tra il centroide della colonna e il centroide della sezione di controllo delimitata da  $u_1$ .

La norma EN 1992-1-1:2004 distingue tra due approcci per il calcolo del fattore  $\beta$ , definito in modo generico come:

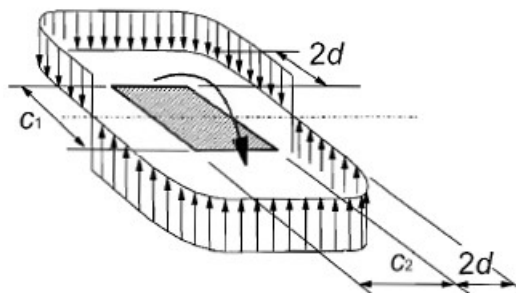
- **Tabella 3.**



Tabella 3: valori approssimativi del fattore di eccentricità del carico per EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA

Standard di progettazione / Allegato nazionale	Valori approssimativi di $\beta$				
	Colonna interna	Colonna di bordo	Colonna d'angolo	Angolo di parete	Estremità di parete
EN 1992-1-1	1.15	1.4	1.5	-	
DIN EN 1992-1-1	1.10			1.20	1.35

- **"Raffinato"**: valori più precisi del fattore di incremento del carico vengono valutati utilizzando un approccio basato sulla distribuzione completamente plastica degli sforzi di taglio. Qui, una certa porzione del momento  $M_{Ed}$  genera ulteriori sforzi di taglio nella sezione di controllo, ulteriormente amplificati dall'aumento della dimensione della colonna perpendicolare all'asse del momento,  $c_1$ ; aumenta inoltre gli sforzi di taglio nella sezione di controllo, come mostrato nella Figura 6.19 di [12], riprodotta nella **Figura 9**. La porzione rimanente del momento viene trasferita nella colonna tramite flessione e torsione. Il momento resistente  $W_1$  viene determinato lungo la sezione di controllo  $u_1$ , secondo l'Eq. (6.40) [19]. Riprodotta nella **Tabella 4**, la DIN EN 1992-1-1/NA introduce l'Eq. (NA.6.39.1) che consente una valutazione accurata del fattore  $\beta$  in caso di eccentricità biassiale come somma vettoriale, riportata nella **Tabella 4**.


Figura 9: Distribuzione del taglio dovuta ai momenti sbilanciati lungo la campata,  $c_1$ , perpendicolare al momento dell'asse, dalla Fig. 6.19 [12]

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

Tabella 4: Valutazione del fattore di eccentricità del carico secondo EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA

### 3.3.3 Verifica senza armatura a taglio e punzonamento

La norma EN 1992-1-1:2004, 6.4.4, contiene la seguente verifica di resistenza di lastre e fondazioni senza armatura a taglio e punzonamento, con i PND della norma DIN EN 1992-1-1 contrassegnati da testo rosso in grassetto e dettagliati nella **Tabella 5**. Pertanto, per le lastre:

$$v_{Rd,c} = \max \left[ \mathbf{\hat{C}_{Rd,c}} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, v_{min} \right] + k_1 \sigma_{cp} \quad (\text{in N/mm}^2) \quad (1)$$

Parametro	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
$\mathbf{\hat{C}_{Rd,c}}$	$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	<p>Lastre, in generale: <math>C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c</math></p> <p>Lastra-colonne interne con <math>\frac{u_0}{d_{ef}} &lt; 4</math>: <math>C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \left( 0.1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0.6 \right)</math></p>

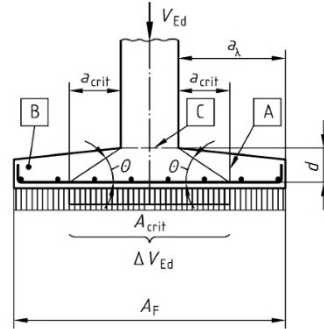
Parametro	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
		Fondazioni: $C_{Rd,c} = 0.15/\gamma_c$
		Lastra-colonne circolari con $\frac{u_0}{d_{ef}} > 12$ : $C_{Rd,c} = \left(\frac{12d}{u_0}\right) \cdot \frac{0.18}{\gamma_c} \geq \frac{0.15}{\gamma_c}$
$v_{min}$	$v_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	Per $d_{ef} \leq 600 \text{ mm}$ , $v_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ Per $d_{ef} > 800 \text{ mm}$ , $v_{min} = \frac{0.0375}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ Terpolazione lineare consentita per $600 \text{ mm} \leq d_{ef} < 800 \text{ mm}$
$k_1$		$k_1 = 0.10$

Tabella 5: parametri determinati a livello nazionale (NDP) per l'Eq. (6.47) in EN 1992-1-1 e DIN EN 1992-1-1/NA

Per le **fondazioni**,  $V_{Rd,c}$  viene modificato dal rapporto  $2d_{ef}/a_{crit}$  che deriva dalle dimensioni più compatte, in particolare dei basamenti isolati, e dall'interazione tra questi e il terreno, con il risultato di:

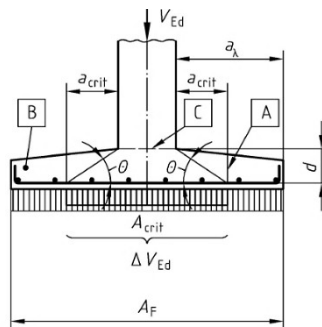
$$v_{Rd,c} = \max \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, v_{min} \right] \cdot \frac{2d_{ef}}{a_{crit}} \quad (\text{in N/mm}^2) \quad (2)$$

La distanza dal perimetro di controllo,  $a_{crit}$ , è determinata iterativamente utilizzando il più piccolo rapporto di  $v_{Rd,c}/v_{Ed}$ , e offre la possibilità di sottrarre la totalità della pressione del terreno di alleggerimento  $\sigma_{gd}$  nella forza netta verso l'alto,  $\Delta V_{Ed}$ , nell'Eq. (6.48) [12] per calcolare  $V_{Ed,red}$ . In questo modo si ottiene una maggiore resistenza al taglio e al punzonamento, piuttosto che utilizzare un'approssimazione. Come descritto in [15], per le fondazioni sottili e spesse ( $\lambda = a_\lambda/d_{ef} > 2$ ) può essere invece usato un calcolo semplificato usando  $a_{crit} = 1.0d_{ef}$  che consente di dedurre solo la metà della pressione del terreno in  $\Delta V_{Ed}$ . Per valutare la snellezza,  $a_\lambda$  utilizza la distanza minima dal bordo dalla faccia della colonna al bordo della fondazione o la distanza minima dal punto di controflessione (in genere  $0.22L_x$ ). In entrambi i casi, l'effetto favorevole della pressione del suolo agisce solo all'interno dell'area



delimitata da  $a_{crit}$ , come illustrato nella

Figura 10.


Figura 10: riduzione della pressione del suolo all'interno dell'area delimitata dalla sezione di controllo  $A_{crit}$ , riprodotta dalla Fig. NA.6.21.1 [15]

### 3.4 Progettazione con armatura a taglio di punzonamento secondo EN 1992-1-1 e NA-DE

Una caratteristica fondamentale della progettazione per taglio e punzonamento, che si distingue dalla progettazione a taglio di travi e lastre mono e bidirezionali con appoggio lineare, è che quando il calcestruzzo non è in grado di resistere da solo a tutte le sollecitazioni di taglio e di punzonamento, l'armatura di rinforzo a taglio e di punzonamento fornisce questa resistenza. Sulla base di modelli a puntoni e tiranti, norme di progettazione come la EN 1992-1-1:2004 e i suoi allegati nazionali prescrivono che è possibile attivare una certa resistenza da parte del calcestruzzo.

La fornitura di armature a punzonamento, in particolare tramite staffe ma anche con borchie a doppia testa, è la soluzione più adatta per aumentare la resistenza e la deformazione delle lastre piane e, a seconda della quantità e dei dettagli dell'armatura a taglio, tre distinti modi di cedimento regolano la progettazione:

1. Cedimento all'interno della zona rinforzata a taglio.
2. Cedimento dovuto allo schiacciamento dei puntoni in calcestruzzo.
3. Cedimento all'esterno della zona rinforzata a taglio.

#### 3.4.1 Cedimento all'interno della zona rinforzata a taglio, $V_{Rd,cs}$

Quando il progetto richiede un'armatura di rinforzo a taglio e punzonamento, diversi fattori determinano la quantità di armatura necessaria:

1. Contributo del calcestruzzo senza armatura a taglio e punzonamento,  $V_{Rd,c}$ .
2. Sezione minima per elemento di rinforzo (ad esempio, staffa) per evitare lo snervamento dell'armatura a taglio quando si sviluppano le prime fessure da taglio,  $A_{sw,min}$ .
3. Matura totale per taglio e punzonamento richiesta perimetralmente per sopportare il carico di progetto,  $A_{sw,crit}$ .
4. Inclinazione dell'armatura fornita,  $\theta$ .
5. Profondità effettiva della sezione,  $d_{ef}$ .
6. Spaziatura radiale tra i perimetri,  $s_r$ , in funzione di  $d_{ef}$ .

La EN 1992-1-1:2004 determina la quantità di armatura per taglio e punzonamento mediante il "modello a puntoni e tiranti" (strut-and-tie) o il "modello del campo di sforzo" (stress field model), utilizzando un'inclinazione del puntone fissa più bassa di circa  $33^\circ$  (da  $\cot \theta = 1.5$ ). Pertanto:

- sollecitazione di snervamento effettiva:  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$  (3)

- Forza efficace di snervamento per staffa:  $F_{sw,i} = A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}$  (4)

- Numero di staffe per perimetro:  $A_{sw,i} = n \cdot A_{sw}$  (5)

- Forze in tutte le staffe a  $u_1$ :  $V_{Rd,s} = f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,crit} \cdot \frac{d_{ef} \cdot \cot \theta}{s_r}$  (6)

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

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

- Armatura a punzonamento minima:  $A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1,5(f_{ywd} \gamma_s)} (s_r \cdot s_{t,max})$  (9)

La quantità richiesta di armatura per taglio da punzonamento nell'Eq. (8) può essere determinata uguagliando  $V_{Rd,cs} = V_{Ed}$  e riorganizzando l'equazione per valutare direttamente l'armatura di rinforzo totale richiesta,  $A_{sw,crit}$ :

$$A_{sw,crit} = \frac{V_{Ed} - 0.75v_{Rd,c}(u_1d_{ef})}{1.5f_{ywd,ef}\left(\frac{d_{ef}}{s_r}\right)} \quad (\text{mm}^2) \quad (10)$$

Sia per le lastre che per le fondazioni, questa armatura di rinforzo deve essere posizionata in tutti i perimetri di rinforzo all'interno della zona rinforzata a taglio.

**DIN EN 1992-1-1/NA** [15] introduce diverse disposizioni aggiuntive alla Sezione 6.4.5 di [12]:

1. L'impatto favorevole di qualsiasi precompressione  $\sigma_{cp}$ , considerata in  $v_{Rd,c}$  dall'Eq. (1), è limitato a  $0.5 \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}$ , dove  $\sigma_{cp}$  non può essere maggiore di 2 MPa, risultando quindi in:

$$V_{Rd,cs} = 0.75[v_{Rd,c} + 0.5 \cdot k_1 \cdot \min(\sigma_{cp}; 2)] \cdot (u_1d_{ef}) + \left[1.5f_{ywd,ef}A_{sw,crit} \frac{d_{ef}}{s_r}\right] \quad (\text{kN}) \quad (11)$$

2. Un aumento dell'armatura a taglio e punzonamento richiesta nei primi due perimetri di armatura rispetto alla stessa armatura di rinforzo: i fattori di ingrandimento,  $\kappa_{sw,1} = 2.5$  e  $\kappa_{sw,2} = 1.4$ , si applicano rispettivamente solo  $A_{sw,crit}$  al **primo** e al **secondo** perimetro di armatura.
3. La verifica del taglio di punzonamento delle fondazioni utilizza un approccio modificato per riflettere le **inclinazioni più ripide** delle fessure di taglio, richiedendo che la zona rinforzata a taglio e qualsiasi armatura di rinforzo a punzonamento siano più vicine al supporto. L'approccio esclude qualsiasi contributo alla resistenza al taglio di punzonamento da parte del calcestruzzo,  $v_{Rd,c}$ , e include solo il contributo dell'armatura da punzonamento prevista nelle prime due file,  $A_{sw,1+2}$ , equamente suddivisa tra i due perimetri che devono essere posizionati tra  $0.3d_{ef}$  e  $0.8d_{ef}$  dal fronte di appoggio. Gli eventuali perimetri di rinforzo successivi (terzo, quarto e così via) non contribuiscono alla resistenza complessiva e quindi richiedono solo la fornitura del **33%** di  $A_{sw,1+2}$  per perimetro. Pertanto:

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

### 3.4.2 Cedimento dovuto allo schiacciamento dei puntoni in calcestruzzo, $V_{Rd,max}$

Alogamente alle disposizioni di progetto per il taglio unidirezionale di cui al punto 6.2.2 [12], la resistenza massima a punzonamento con e senza armatura di punzonamento,  $v_{Rd,max}$  limitata alla resistenza dei puntoni di compressione alla periferia dell'appoggio,  $u_0$ , e consiste nella resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo,  $f_{cd}$ , e nel fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio,  $v$ , dall'Eq. (6.6N) [12]:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0d_{ef}} \leq 0.4vf_{cd} = v_{Rd,max} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (13)$$

Poiché l'eq. (13) sovrastima in modo significativo la resistenza massima al punzonamento [18], l'emendamento A1 del 2014 alla EN 1992-1-1:2004 [19] ha incluso un limite aggiuntivo alla resistenza al taglio di punzonamento di lastre e fondazioni **con** armatura da punzonamento come fattore di  $v_{Rd,c}$  (valutato alla sezione di controllo  $u_1$ ), che porta a:

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

**Nota 1:** il fattore contrassegnato in rosso (1.5) è un parametro definito a livello nazionale e diversi allegati nazionali possono definire valori più elevati.

La norma DIN EN 1992-1-1/NA introduce diverse modifiche in linea con l'equazione (14) che determina la resistenza massima al punzonamento come fattore della resistenza al punzonamento senza armatura di punzonamento valutata alla sezione di controllo,  $u_1$ . Per le lastre sottili, il cedimento del puntone di

**Nota 2:** sebbene non sia esplicitamente specificato nella norma EN 1992-1-1:2004, la valutazione di  $v_{Rd,max}$  con la norma DIN EN 1992-1-1/NA non può considerare alcun contributo della sollecitazione assiale  $\sigma_{cp}$ , a causa della mancanza di prove sperimentali.



compressione vicino alla periferia dell'area di supporto non è così decisivo come il cedimento della zona di compressione del calcestruzzo, perché la sollecitazione triassiale è influenzata in modo significativo dalla rotazione della lastra e dall'ampiezza della fessura permessa, entrambe controllate dal rapporto di armatura longitudinale,  $\rho_l$ . Inoltre, la ridotta profondità della zona di compressione e l'incompleto confinamento da parte dell'armatura a taglio di punzonamento alla periferia dell'area caricata fanno sì che il manto di calcestruzzo si scheggi ben prima che venga raggiunta la massima resistenza a compressione del puntone [18]. eq. (NA.6.53.1) della DIN EN 1992-1-1/NA limita quindi la resistenza massima a:

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

Per le fondazioni, la sezione di controllo  $u_1$  non viene determinata a  $2d_{ef}$ , ma iterativamente a  $a_{crit}$  per tutte le verifiche, anche per  $v_{Rd,max}$

### 3.4.3 Edimento all'esterno della zona rinforzata a taglio, $V_{Rd,c,out}$

La determinazione dell'estensione della zona rinforzata a taglio è fondamentale per prevenire la rottura per punzonamento al di fuori di questa zona. L'inserimento di ulteriori file espande la zona fino a quando il calcestruzzo non è in grado di resistere da solo alla sollecitazione applicata. Pertanto, la resistenza  $V_{Rd,c,out}$  fornita dal calcestruzzo sul perimetro esterno è determinata da:

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

L'estensione di questa zona è determinata dalla distanza  $u_0$  tra l'area di supporto e il perimetro esterno in cui **non** è richiesta l'armatura di punzonamento  $u_{out}$ . La lunghezza di quest'ultimo è determinata dall'equazione  $\beta V_{Ed} = V_{Rd,c,out}$  e dalla riorganizzazione dell'Eq. (16):

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

Come indicato in precedenza nella Sezione 3.4.1 e nell'Eq. (8), un'inclinazione fissa del puntone di  $\sim 33^\circ$  (da  $\cot \theta = 1.5$ ) significa che il perimetro di rinforzo più lontano dal supporto deve essere posizionato entro una distanza di  $k d_{ef}$  da  $u_{out}$ , come evidenziato dalla Figura 11. Il valore di  $k$  nel testo principale della norma EN 1992-1-1:2004 e nella maggior parte degli allegati nazionali è 1.5.

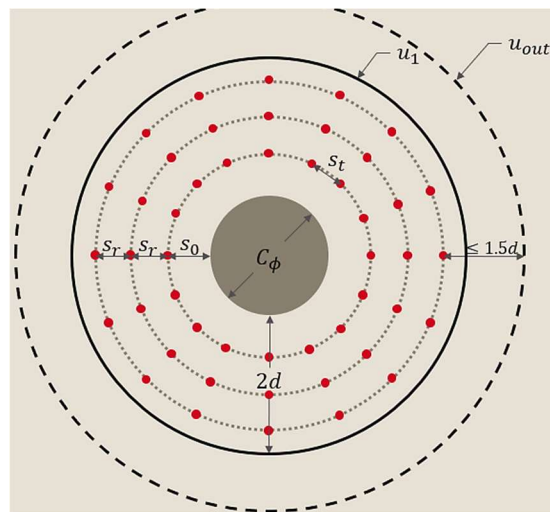


Figura 11: immagine schematica di una disposizione di armatura a punzonamento, con il perimetro di armatura più esterno all'interno della distanza "1.5d"

Per determinare la resistenza e il numero necessario di perimetri di rinforzo è possibile utilizzare due approcci distinti:

1. la lunghezza di  $u_{out}$  viene valutata secondo l'Eq. (17) e il numero necessario di perimetri di armatura e viene quindi determinata utilizzando la massima distanza radiale,  $s_r = 0.75d_{ef}$ , che anch'essa massimizza l'armatura perimetrale (vedere Eq. (10)), ma ottimizza i perimetri richiesti.
2. In questo approccio più iterativo, viene scelta un'adeguata spaziatura radiale  $s_r \leq 0.75d_{ef}$  e un perimetro esterno  $u_{out}$  viene posizionato in  $1.5d_{ef}$  al di là di ogni perimetro di rinforzo e la verifica è condotta per assicurare che  $\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out}$  (vedere Eq. (16)). Vengono posizionati altri perimetri di rinforzo finché la verifica non ha esito positivo.

Indipendentemente dall'approccio, è necessario prevedere almeno due perimetri di rinforzo [13].

L'Allegato Nazionale DIN EN 1992-1-1/NA introduce piccole modifiche alla valutazione della resistenza al taglio  $v_{Rd,c,out}$  utilizzata nell'Eq. (17), sostituendo le variabili  $C_{Rd,c}$  e  $k_1$  presenti nell'Eq. (1) con quelle presenti nel PND al punto 6.2.2 (1) [15] per le lastre a supporto lineare, quindi:

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

## 4.

### Approcci per rinforzare le membrature carenti di resistenza al taglio di punzonamento

La maggior parte degli edifici con strutture a lastre piane costruiti negli ultimi 50-70 anni necessita oggi di un intervento di rinforzo contro i punzonamenti per diverse ragioni, ad esempio errori di progettazione o di esecuzione, deterioramento ambientale/corrosione, cambiamenti d'uso e così via. L'inadeguatezza nell'affrontare queste ragioni con le tecniche di rinforzo appropriate ha portato ad alcuni episodi notevoli di cedimento in tutto il mondo, con crolli parziali o totali [20], citati in precedenza nella Sezione 2.2.2.

Cinque parametri chiave regolano la resistenza di una lastra o di una fondazione in calcestruzzo al taglio di punzonamento:

- a) resistenza del calcestruzzo,  $f_{ck}$ .
- b) La profondità effettiva  $d_{ef}$  dell'armatura flessurale rispetto alla fibra di compressione.
- c) Misura del supporto  $u_0$  e perimetro di controllo  $u_1$ .
- d) La quantità di armatura longitudinale,  $\rho_l$ .
- e) La quantità di armatura a taglio di punzonamento in ogni perimetro di armatura,  $A_{sw}$ .

I vari metodi o interventi, tipicamente impiegati per rinforzare i singoli elementi in calcestruzzo, migliorano la resistenza al taglio degli elementi stessi, ma comportano un compromesso in termini di invasività, costo, disponibilità e altri parametri secondari. Anche se il miglioramento di uno o più di questi parametri aumenta la resistenza al taglio di punzonamento, la resistenza del calcestruzzo (*a*) in una struttura esistente non può essere modificata *a posteriori*. L'introduzione di nuovi sostegni non è generalmente fattibile, poiché questi dovranno trasferire il carico alle fondazioni, imponendo al contempo carichi su altri elementi che potrebbero richiedere un rinforzo. A seconda dei requisiti funzionali, è possibile migliorare uno o più parametri da (*b*) a (*f*) utilizzando interventi diversi, come illustrato nei paragrafi seguenti. Tipicamente, solo una parte degli interventi di rinforzo viene realizzata con prodotti commerciali e, più spesso, le soluzioni vengono adattate al progetto specifico e combinate ove possibile.

#### 4.1 Aumento dello spessore della lastra

L'impiego di un **rivestimento in calcestruzzo** aumenta l'altezza  $h$  della sezione e la profondità effettiva  $d_{ef}$  di lastre di pavimenti e fondazioni. Come illustrato nella **Figura 12**, questo approccio migliora contemporaneamente la resistenza alla flessione e la rigidità, riducendo come conseguenza la deflessione. Questo metodo è particolarmente utile quando la resistenza al taglio e punzonamento non rappresenta l'unica carenza da affrontare. Negli scenari in cui gli elementi richiedono rinforzo esclusivamente per il taglio di punzonamento, entrambi gli approcci possono presentare notevoli svantaggi:

1. La sovrapposizione di calcestruzzo aggiunge un peso supplementare considerevole che influisce sugli altri elementi del percorso di carico, compresa la fondazione.
2. Inoltre, l'aumento della profondità effettiva risulta essere inferiore allo spessore della sovrapposizione, con la profondità effettiva che si colloca al centro di gravità di tutte le armature di rinforzo di flessione sia del calcestruzzo esistente che della sovrapposizione, cioè al di sotto dell'armatura di flessione della sovrapposizione.

Esempi di soluzioni brevettate nel settore:

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

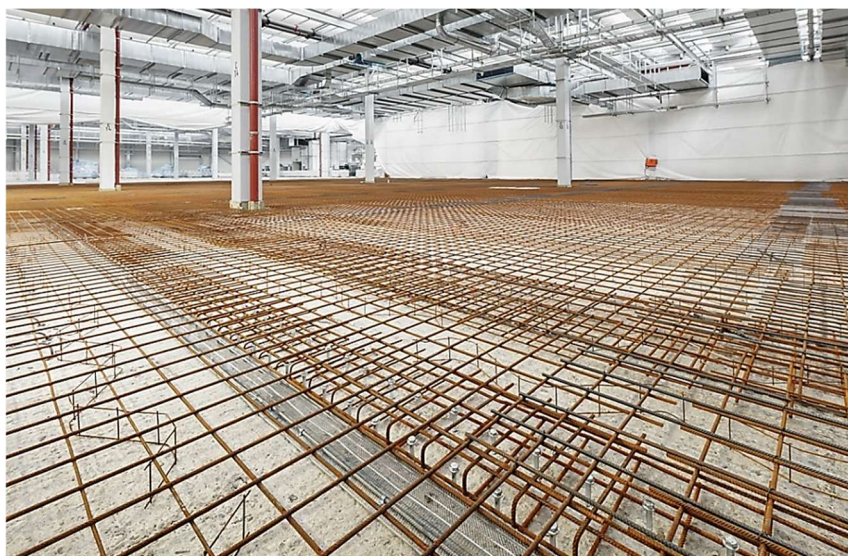


Figura 12: esempio di armatura post-installata utilizzata in sovrapposizioni di calcestruzzo

## 4.2 Aumento delle dimensioni dell'area di supporto

L'aumento delle dimensioni del supporto (colonna o parete) mediante l'impiego di un **rivestimento di calcestruzzo**, come illustrato nella Figura 13, aumenta la rigidità e la resistenza alla compressione della colonna, il che è utile quando carichi aggiuntivi, ad esempio dovuti a un cambio di destinazione d'uso, richiedono un rinforzo della colonna esistente. Un supporto più grande distribuisce il carico concentrato  $V_{Ed}$ , su un'area più estesa,  $A_{load}$  e di conseguenza riduce la sollecitazione di taglio e punzonamento di progetto  $v_{Ed}$ . Affinché questa tecnica sia efficace, le dimensioni del pilastro o della parete ampliati devono incrementare in modo significativo il perimetro del pilastro.  $u_0$ , e quindi la sezione di controllo,  $u_{crit}$ .

Tuttavia, l'aumento della sola sezione trasversale del pilastro per incrementare la resistenza al punzonamento richiede che anche i pilastri dei piani sottostanti vengano ampliati e che vengano praticati fori attraverso la soletta per consentire il posizionamento dell'armatura di rinforzo longitudinale, la quale deve poi essere adeguatamente ancorata nella fondazione. Un approccio più efficace per aumentare l'area di appoggio consiste nell'impiego di collari in acciaio installati a posteriori (costituiti da travi) oppure di teste di pilastro in calcestruzzo (o pannelli di ispessimento), come illustrato nella

Figura 14.

**Esempi di soluzioni adottate nel settore:** testa di pilastro o capitello in acciaio o in calcestruzzo installati a posteriori; incamiciatura in calcestruzzo del pilastro.

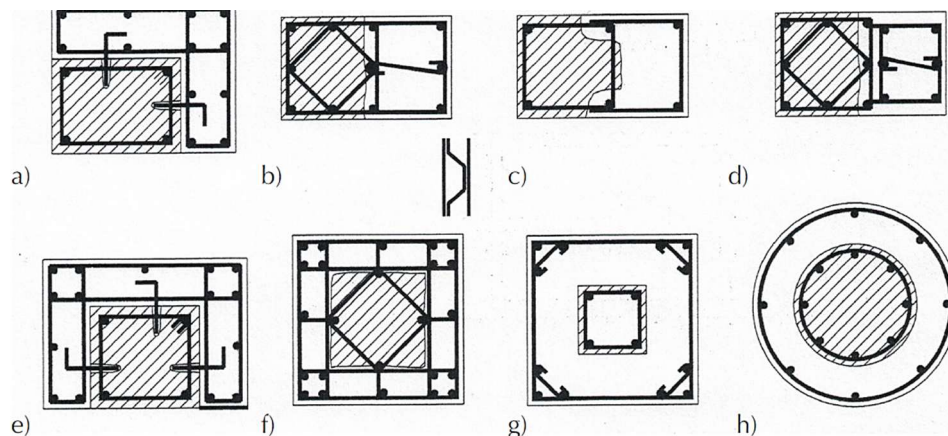




Figura 13: esempi di rivestimento in calcestruzzo, riprodotti da [2]

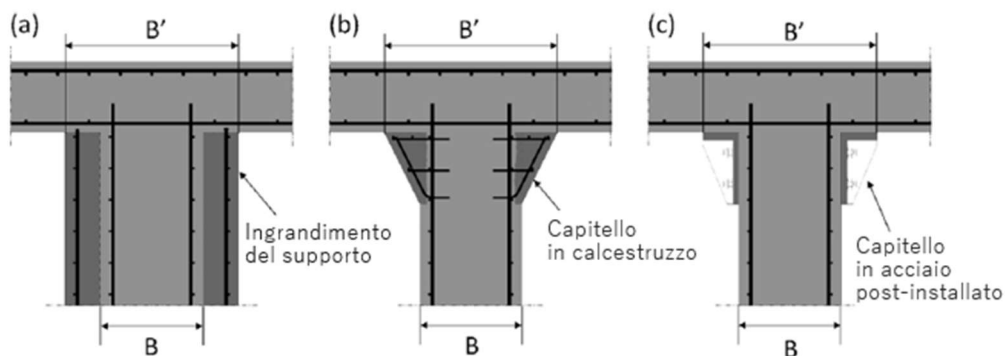


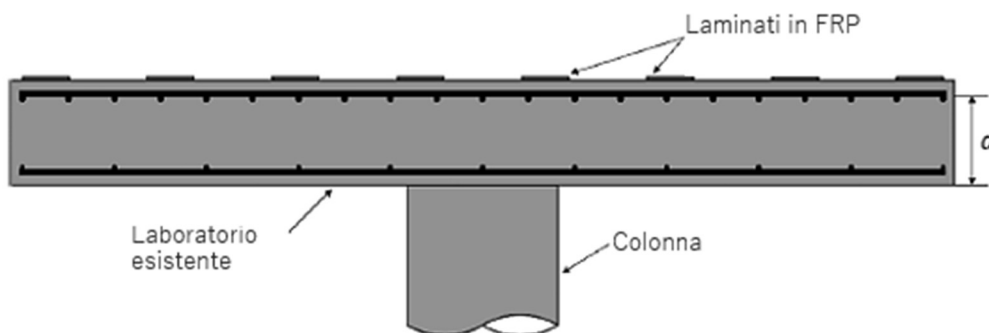
Figura 14: Incremento della resistenza al taglio da punzonamento mediante: (a) incamiciatura del pilastro; (b) realizzazione di una nuova testa di pilastro in calcestruzzo; (c) installazione a posteriori di un nuovo capitello in acciaio, riprodotto da [21]

### 4.3 Aumento della resistenza alla flessione

Aumentare la quantità di armatura flessionale migliora la rigidità della sezione e riduce l'apertura delle fessure migliorando l'aggancio degli aggregati sulle fessure e riduce la rotazione della soletta, aumentando a sua volta la resistenza a taglio. Come illustrato in **Figura 15**, è possibile incrementare l'armatura a flessione applicando laminati incollati o installando armature di rinforzo near-surface-mounted in corrispondenza degli appoggi, dove la domanda flessionale è massima; tali rinforzi possono essere costituiti da polimeri fibrorinforzati in vetro (GFRP) o in carbonio (CFRP), oppure da piastre in acciaio.

L'aumento della resistenza flessionale ha un effetto "sottoproporzionale" sulla resistenza a taglio; ad esempio, raddoppiando la quantità di armatura di rinforzo secondo l'equazione (6.47) della EN 1992-1-1:2004, la resistenza al taglio  $V_{Rd,c}$  aumentata non più del 26%. Inoltre, la capacità deformativa risulta ridotta a causa della maggiore rigidità, che incrementa il rischio di collasso progressivo.

**Esempi di soluzioni nel settore:** laminati CFK incollati o fissati meccanicamente, laminati e barre in



acciaio a memoria di forma, armature di rinforzo montate in prossimità della superficie.

Figura 15: Sezione trasversale di una soletta rinforzata mediante strisce in FRP, riprodotto da [22]

## 4.4 Aumento della resistenza al taglio di punzonamento con l'utilizzo di armatura in acciaio

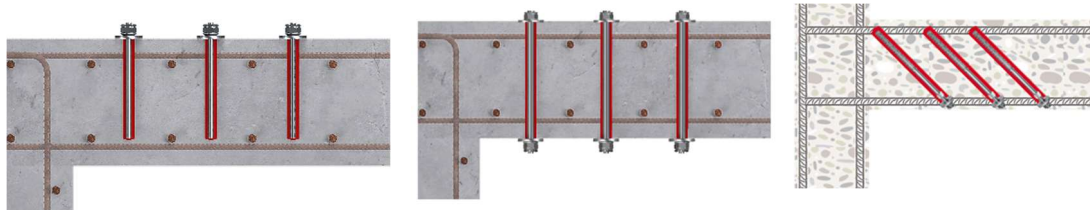
In alternativa, un'altra soluzione prevede la perforazione dell'elemento in calcestruzzo su entrambi i lati e il fissaggio di barre filettate in acciaio con dado e rondelle, nota anche come "through-bolting". Il riempimento dello spazio anulare tra la barra filettata e il foro con una malta adeguata è essenziale per attivare l'armatura mentre il calcestruzzo si fessura. Ciò contribuisce a mantenere l'ampiezza delle crepe entro i limiti di utilizzabilità e previene la corrosione dell'armatura, fondamentale per garantire la durata progettata della struttura. Come per l'armatura post-installata, la perforazione attraverso l'elemento in calcestruzzo comporta il rischio di tagliare o danneggiare l'armatura longitudinale, particolarmente fitta vicino ai supporti (tipicamente supporti rigidi) dove le sollecitazioni a flessione sono elevate. Per ridurre questo rischio, è possibile utilizzare dei ferro-scanner che aiutano a rilevare l'armatura a flessione su entrambi i lati dell'elemento prima della perforazione.

Nella maggior parte dei casi, tuttavia, la perforazione attraverso la soletta non è possibile o non è desiderata a causa di problemi di accessibilità o della volontà di preservare l'estetica interna, portando a un'installazione parzialmente incorporata degli elementi di rinforzo da un solo lato. Questo approccio è meno invasivo rispetto alla perforazione lungo l'intera sezione di calcestruzzo, ma presenta una condizione: le regole di dettagliamento in tutte le normative moderne, come la Sezione 9.2.2 della EN 1992-1-1, richiedono che l'armatura di rinforzo a taglio standard, come le staffe, racchiuda e "confinamenti" l'armatura di rinforzo longitudinale o, almeno, si ancora agli strati di armatura di rinforzo longitudinale o oltre. Ciò significa che gli unici possibili meccanismi di rottura sono lo snervamento dell'acciaio o lo schiacciamento dei puntoni di calcestruzzo. Tuttavia, tale ancoraggio potrebbe non essere possibile in questo caso e, pertanto, richiede una verifica dell'ancoraggio e dell'installazione, basata, in generale, su prove specifiche ove possibile.

**Soluzioni Hilti attualmente disponibili:** Figura 16 mostra tre opzioni differenti usando HZA-P e le barre HAS-U annegate con resina epossidica RE 500 sia parzialmente (HZA-P e HAS(-U)) che attraverso l'intera altezza della sezione (solo HAS(-U)).

**Esempi di soluzioni nel settore:** Laminati CFRP, bulloni passanti, viti per calcestruzzo installate da un lato, ancoranti adesivi / a sottosquadro installati da un lato.

Figura 16: Aumento dell'armatura a taglio mediante: (sinistra) barre HAS(-U) parzialmente incorporate installate perpendicolarmente alla lunghezza della trave;



(centro) barre HAS(-U) passanti con bulloni installate perpendicolarmente alla lunghezza della trave; e (destra) barre HZA-P parzialmente incorporate inclinate rispetto alla lunghezza della trave.

## 4.5 Soluzioni e combinazioni speciali

Quando i carichi sono eccezionalmente elevati, si possono applicare soluzioni speciali o combinazioni delle soluzioni precedentemente menzionate. Un esempio di soluzione speciale è un laminato in fibra di carbonio che viene installato attraverso due fori inclinati e precompressi, a differenza di un'installazione normale senza fori appositamente creati.

Figura 17 illustra un altro esempio che può migliorare significativamente la resistenza al taglio e al punzonamento, combinando un'armatura di rinforzo a taglio e punzonamento post-installata con un rivestimento in calcestruzzo. Un'altra combinazione che non aumenti lo spessore della soletta o della

fondazione può includere laminati in fibra abbinati ad armatura di rinforzo post-installata per il taglio e punzonamento, al fine di soddisfare le rispettive sollecitazioni a flessione e a taglio. Possono essere necessari controlli aggiuntivi sulla compatibilità delle deformazioni per garantire che il sistema si comporti come previsto.

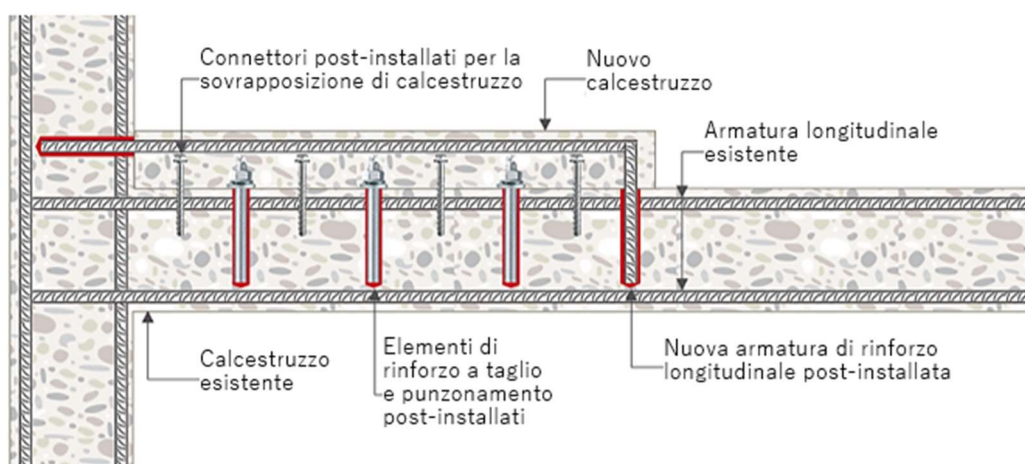


Figura 17: esempio di soluzione speciale che combina l'armatura di rinforzo a taglio e punzonamento post-installata con un rivestimento in calcestruzzo (il rivestimento può anche estendersi sull'intera campata della lastra esistente)

## 5. Panoramica della qualificazione dell'armatura di rinforzo a taglio e punzonamento post-installata

Sebbene i sistemi di armatura a taglio di punzonamento gettati in opera trovino ampia applicazione nel settore dell'edilizia, l'uso di elementi in acciaio incollati e *post-installati* per il rinforzo di elementi in calcestruzzo carenti di resistenza al taglio e al punzonamento non è contemplato da alcun Documento di valutazione europeo (European Assessment Document, EAD) né armonizzato da una norma europea (hEN). Tali sistemi, pertanto, richiedono un'adeguata qualificazione per valutare le prestazioni di progettazione e l'utilizzo per la resistenza al taglio di punzonamento. In questi scenari, l'Allegato D della norma EN 1990:2002 [23] fornisce una guida all'avanguardia per calibrare, mediante una combinazione di prove e modelli, un'equazione di progettazione coerente con i livelli di affidabilità previsti dalla norma EN 1990.

Secondo la Valutazione Tecnica Europea (ETA)-20/0541 [24], la combinazione di malta epossidica HIT-RE 500 V4 e delle barre HAS(-U) in acciaio al carbonio e acciaio inossidabile con il set di riempimento Hilti è stata valutata e qualificata per l'uso come elemento di fissaggio nel calcestruzzo. Tuttavia, il suo impiego come sistema di rinforzo installato perpendicolarmente all'asse longitudinale di solette e fondazioni per incrementarne la resistenza al taglio e al punzonamento non era stato precedentemente studiato. Pertanto, è stato condotto un piano di prove completo per valutare il comportamento di questa innovativa soluzione di rinforzo a taglio di punzonamento e per determinare l'influenza dei principali parametri di controllo, quali:

1. Il diametro, la spaziatura e la lunghezza di installazione delle barre,
2. La profondità dell'elemento in calcestruzzo e
3. La resistenza del calcestruzzo.

Ulteriori test hanno valutato la robustezza del sistema in scenari pratici che prevedono condizioni di installazione sfavorevoli, tra cui, ma non solo, l'eccentricità di posizionamento, l'inclinazione accidentale durante l'installazione delle barre, nonché la presenza di crepe esistenti sotto carichi di esercizio. Questa vasta campagna sperimentale ha permesso di calibrare un modello di resistenza al taglio e al punzonamento coerente con la procedura di valutazione dell'affidabilità delineata nell'Allegato D della norma EN 1990, ottenendo un'equazione di progettazione conforme alla norma EN 1992-1-1:2004, descritta in dettaglio nella sezione seguente.

L'intera campagna sperimentale condotta presso la Ruhr Universität Bochum (**RUB**) è stata valutata e verificata per la sua idoneità all'applicazione dal DIBt, che ha concesso al sistema un permesso generale di costruzione, o **aBG Z-15.5-387** [25], soddisfacendo così il requisito nazionale per i lavori di costruzione ai sensi del *MVV TB*, o *Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen*. L'**MVV TB** funge da modello per le Disposizioni amministrative – Regole tecniche per l'edilizia, che vengono implementate a livello federale in Germania.



## 6. Approccio alla progettazione e al dettaglio con il sistema di rinforzo HIT-Punching Shear

La nuova soluzione Hilti per il *rinforzo HIT-Punching Shear* prevede la malta HIT-RE 500 V4 e le barre filettate HAS o HAS-U con il set di riempimento Hilti, dadi e rondelle. La soluzione è installata in modo simile a quella di un ancoraggio incollato: vale a dire, la perforazione ad una profondità fissa della posa perpendicolare alla superficie del calcestruzzo, la pulizia accurata dei detriti dai fori, l'iniezione della malta e poi l'inserimento delle barre. Una volta indurita la malta, i dadi vengono serrati secondo le istruzioni d'uso. La soluzione è dotata di un permesso generale di costruzione (*aBG*) **Z-15.5-387** da parte del DIBt e utilizza le disposizioni per la **Progettazione assistita da prove** contenute nell' **Allegato D della norma EN 1990** [23]. Questa sezione contiene una panoramica sulla valutazione, la progettazione e l'installazione di barre filettate post-installate come armatura negli elementi in calcestruzzo carenti di resistenza al taglio e punzonamento.

Il modello di resistenza adottato è conforme alle disposizioni di progettazione della DIN EN 1992-1-1/NA [15] e della DIN EN 1992-2/NA [26]. Le verifiche richieste somigliano strettamente alle Equazioni (6.47) e (6.52) della DIN EN 1992-1-1/NA per la resistenza al taglio e punzonamento rispettivamente senza e con armatura a taglio, poiché il modello di resistenza utilizza lo stesso metodo empirico strut-and-tie spiegato nella Sezione 3 di questo documento, che ne illustra i fondamenti..

L'uso diretto di entrambe le equazioni, tuttavia, non è possibile senza le modifiche derivanti dai risultati della procedura di qualificazione e, complessivamente, una verifica riuscita deve soddisfare il controllo dei puntoni di compressione e delle barre di rinforzo allo stato limite ultimo per un determinato sforzo tangenziale di progetto,  $\tau_{Ed}$ :

**Nota:** aBG Z-15.5-387  
sostituisce i simboli per  
la sollecitazione al  
taglio,  $v$ , con  $\tau$ , e il  
perimetro di controllo,  
 $u_1$ , con  $u_{crit}$ .

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

Le sottosezioni seguenti evidenziano le aggiunte e le variazioni apportate dalla Certificazione nazionale, aBG Z-15.5-387 [25].

### 6.1 Verifica del puntone di compressione

Prima della verifica, è necessario controllare le tre condizioni seguenti, in base alla **Tabella 6**:

$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$	Il rinforzo non è necessario
$\tau_{Ed} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$	Il rinforzo è possibile
$\tau_{Ed} > k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$	Il rinforzo <b>non</b> è possibile

Tabella 6: Condizioni per la verifica della resistenza del puntone di compressione in calcestruzzo

Quando il rinforzo è possibile e richiesto, la verifica assomiglia molto all'Eq. (15) della Sezione 3.4.2:

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

La verifica della resistenza al punzonamento senza armatura a taglio  $\tau_{Rd,c}$  rimane inalterata e segue le stesse regole di progettazione delle staffe gettate in opera secondo la norma DIN EN 1992-1-1/NA ed è riportata nell'Eq. (1) della Sezione 3.3.3.

**Nota:** Quando si valuta  $k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$  secondo [25],  $\tau_{Rd,c}$  non può considerare il contributo di alcuna sollecitazione assiale  $\sigma_{cp}$ .

Secondo la norma DIN EN 1992-1-1/NA, NDP al punto 6.4.5 (3), il fattore  $k_{max} = 1.4$ . L coefficiente addizionale  $k_d$  fornito nella Tabella 7 deriva dalle prove e influisce sulla resistenza del puntone solo quando la barra M16 è installata in sezioni più sottili con una profondità effettiva compresa tra 160-280 mm, dove il prodotto di  $k_d k_{max} = 1.33$  inferenza di 1,4 per  $d_{ef} \geq 280$  mm.

La lieve riduzione della resistenza del puntone è attribuita ad un copriferro residuo maggiore,  $c_{res}$ , necessario per la barra M16 nelle lastre più sottili per evitare la scheggiatura del calcestruzzo sul lato opposto durante la foratura (vedere Tabella 9). In tali scenari, lo spessore di copriferro residuo maggiore richiesto ha un impatto significativo, implicando che la fessura critica da taglio passa facilmente sopra l'estremità dell'armatura e deve inoltre percorrere una distanza maggiore per raggiungere l'armatura a flessione. Ciò ha un impatto anche sul secondo coefficiente,  $k_{pi}$ , al momento della verifica delle zone rinforzate al taglio.

Sistema di rinforzo HIT-Punching Shear	Dimensione barra	Profondità effettiva $d_{ef}$ [mm]	Installazione dall'alto o dal basso
Coefficiente per il rinforzo post-installato, $k_{pi}$	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
Coefficiente tra $d_{ef}$ e il diametro della barra $k_d$	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

Tabella 7: coefficienti  $k_{pi}$  e  $k_d$  utilizzati nelle verifiche, dalla Tabella 14 [25]

## 6.2 Verifica all'interno e all'esterno della zona rinforzata a taglio per lastre e fondazioni

### 6.2.1 Verifica nella zona armata a taglio per solette e fondazioni

Quando le barre di rinforzo post-installate sono installate ortogonalmente all'asse longitudinale dell'elemento in calcestruzzo, l'angolo di installazione  $\alpha = 90^\circ$  e la resistenza assomigliano all'Eq. (11) della Sezione 3.4.1, con entrambi i coefficienti  $k_d$  e  $k_{pi}$  applicati dalla **Tabella 7**:

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

Se si include l'impatto della precompressione, l'equazione (18a) può essere modificata in modo da assomigliare alla seguente:

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

Per le fondazioni, l'Eq. (12) della Sezione 3.4.1 viene modificata (non si considera il contributo del calcestruzzo):

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

Derivato da valutazioni statistiche della campagna sperimentale, il coefficiente  $k_{pi}$  tiene conto della differenza di efficienza tra le tradizionali staffe in acciaio gettate in opera e le barre in acciaio incollate utilizzate nel sistema di rinforzo HIT-Punching Shear, e combina l'impatto di diversi fattori, quali:

- Affidabilità derivata statisticamente che confronta le barre di rinforzo con l'armatura gettata in opera,
- Durata che tenga conto degli effetti a lungo termine sulla forza di adesione della malta (ad esempio, temperatura a breve e lungo termine), e
- Installazione delicata a causa dei metodi di foratura e pulizia.

**Nota:** il coefficiente  $k_{pi}$  non è influenzato dalla direzione di installazione, garantendo a sua volta che i risultati del progetto non siano influenzati se le condizioni di un cantiere non consentono l'installazione da una direzione. La direzione di perforazione scelta deve comunque rimanere costante per tutti gli elementi di rinforzo.

Tolleranze geometriche durante l'installazione dovute al posizionamento e alla deviazione dalla direzione verticale,

La resistenza di progetto efficace degli elementi di rinforzo,  $f_{ywd,ef}$  utilizzati nelle Eq. (21a), (21b) e (22), rimangono invariati rispetto all'Eq. (3) della Sezione 3.4.1, a parte il limite superiore,  $f_{ywd}$ , che deriva dalla valutazione ed è costante sia per le barre in acciaio inossidabile A4 che per quelle in acciaio al carbonio 8.8; la si può trovare nella **Tabella 8** accanto all'area della sezione trasversale sollecitata per ciascun diametro della barra:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (23)$$

Materiale	Dimensione barra	Valore di progetto della forza di snervamento $f_{ywd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Area della sezione trasversale sollecitata di una barra filettata $A_{sw}$ [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

Tabella 8: parametri geometrici e dei materiali, dalla Tabella 13 [25]

### 6.2.2 Fattore di aumento dell'armatura, $\kappa_{sw,i}$

Come menzionato in precedenza nella Sezione 3.4.1, la DIN EN 1992-1-1/NA richiede, solo per le lastre, un aumento dell'armatura a taglio di punzonamento necessaria nei primi due perimetri di armatura con i fattori  $\kappa_{sw,1} = 2.5$  e  $\kappa_{sw,2} = 1.4$  ingrandendo  $A_{sw,crit}$ . Per il primo e il secondo perimetro di rinforzo, rispettivamente. Questi due parametri correggono una sottostima della resistenza al punzonamento richiesta fornita dai primi due perimetri di rinforzo.

Dal punto di vista meccanico, quando si posiziona l'armatura più vicino all'area di supporto, la minore lunghezza del perimetro di rinforzo comporta un minore contributo del calcestruzzo alla resistenza complessiva, che deve essere compensato da un maggiore contributo dell'acciaio. La scelta di due fattori fissi è prevista per facilitare l'uso, evitando al progettista di calcolare la quantità di acciaio necessaria e quindi di verificare  $\tau_{Rd,cs}$ , su ogni perimetro di rinforzo.

Quando si trasferisce questa equazione al sistema di rinforzo post-installato HIT-Punching Shear, la Certificazione Nazionale aBG Z-15.5-387 [25] introduce un'alternativa raffinata per valutare il fattore di

incremento dell'armatura,  $\kappa_{sw,i}$ , che più precisamente rifletterà meglio i reali meccanismi puntone-tirante alla base della resistenza a taglio di punzonamento nella EN 1992-1-1:2004 e nei suoi Allegati Nazionali.

Pertanto, riorganizzando l'equazione (21a) e ponendo  $\tau_{Rd,cs,pi} = \tau_{Ed}$  uguale alla sezione di controllo  $u_{crit}$ , si ottiene:

$$A_{sw,crit} \geq \frac{\tau_{Ed} - 0.75 \cdot k_d \cdot \tau_{Rd,c}}{1.5 \cdot k_{pi} \cdot f_{ywd,ef}} \cdot s_r \cdot u_{crit} \quad (\text{mm}^2) \quad (24a)$$

Per valutare l'armatura in qualsiasi perimetro,  $u_{crit}$  viene sostituito da  $u_i$ :

$$A_{sw,i} \geq \frac{\tau_{Ed} - 0.75 \cdot k_d \cdot \tau_{Rd,c}}{1.5 \cdot k_{pi} \cdot f_{ywd,ef}} \cdot s_r \cdot u_i \quad (\text{mm}^2) \quad (24a)$$

Per il primo e il secondo perimetro di rinforzo, il rapporto  $A_{sw,i}/A_{sw,crit}$  è uguale a  $\kappa_{sw,i}$ , che può essere espresso come:

$$\kappa_{sw,i} = \frac{\beta V_{Ed} - 0.75 k_d \tau_{Rd,c} u_i d_{ef}}{\beta V_{Ed} - 0.75 k_d \tau_{Rd,c} u_{crit} d_{ef}} \quad (25)$$

**Nota:** il fattore di incremento dell'armatura  $\kappa_{sw,i}$  si applica solo alle lastre e non alle fondazioni.

### 6.2.3 Verifica all'esterno della zona rinforzata a taglio per lastre e fondazioni

Le verifiche del rinforzo oltre la zona armata a taglio non sono interessate dalla certificazione nazionale aBG Z-15.5-387 [25], e seguono le stesse disposizioni descritte nella sezione 3.4.3.

## 6.3 Requisiti per il dettaglio dell'armatura di rinforzo

### 6.3.1 Lunghezza di installazione, $l_{sw}$

Come evidenziato dalle equazioni (19-25), il modello di progettazione non richiede una considerazione esplicita della lunghezza di installazione  $l_{sw}$ , nelle verifiche. Invece,  $l_{sw}$  è in funzione dell'altezza  $h$ , della sezione e della copertura "residua"  $c_{res}$ , vedere **Figura 18** (a destra). Dal punto di vista dell'installazione, la copertura residua previene l'esplosione del calcestruzzo o la scheggiatura della superficie opposta alla perforazione, e non richiede la conoscenza della posizione dell'armatura longitudinale vicina a quella superficie.

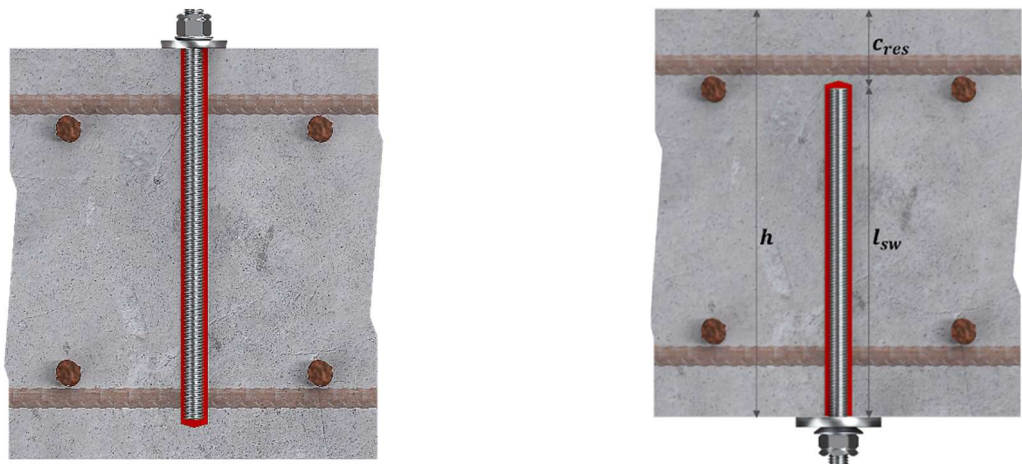


Figura 18: schema semplificato del sistema di rinforzo HIT-Punching Shear installato dall'alto (a sinistra) o dal basso (a destra) dell'elemento in calcestruzzo.

Dal punto di vista progettuale, una lunghezza di installazione fissa garantisce che l'armatura a taglio di punzonamento sia ancorata alla corda di compressione o tensione dell'elemento, consentendo la

formazione del modello a puntoni e tiranti su cui si basa il progetto. Come già accennato nelle sezioni 2 e 3, l'armatura a taglio di punzonamento prevista deve racchiudere, o agganciare, la corda di compressione come un vincolo di tensione per consentire il trasferimento delle forze nel nodo. A tal fine, la combinazione di armature di rinforzo di grande diametro, come le barre M24, in lastre più sottili, ad esempio 200 mm, può portare a situazioni potenzialmente pericolose in cui il rivestimento residuo  $c_{res}$ , di 60 mm lascia la lunghezza di installazione  $l_{sw}$ , a soli 140 mm, che è insufficiente per ancorare efficacemente il meccanismo di puntoni e tiranti ai nodi. Tali combinazioni non sono quindi consentite ed è richiesta una correlazione tra la profondità effettiva dell'elemento e il diametro dell'armatura secondo la **Tabella 9** [25].

Parametri di installazione		M12	M16	M20	M24
Diametro della barra	$d$ [mm]	12	16	20	24
Diametro del foro	$d_0$ [mm]				
Profondità minima effettiva dell'elemento in calcestruzzo	$d_{ef,min}$ [mm]	160	160	350	420
Altezza massima della sezione dell'elemento in calcestruzzo	$h_{max}$ [mm]	1100			
Copertura residua	$c_{res}$ [mm]	35	40	45	60
Lunghezza di installazione	$l_{sw}$ [mm]	$h - c_{res}$			
Momento torcente massimo	$T_{inst} \leq$ [Nm]	40	80	150	200

Tabella 9: correlazione tra altezza minima della sezione, copertura residua e diametro dell'armatura di rinforzo, dalla Tabella 3 [25]

### 6.3.2 Spaziatura minima e massima $s$

Oltre a facilitare la distribuzione uniforme degli aggregati di calcestruzzo durante il getto, la DIN EN 1992-1-1/NA non definisce una distanza minima  $s_{min}$ , a le armature a punzonamento, come le staffe. Senza eccezioni, il sistema di rinforzo HIT-Punching Shear richiede una distanza minima definita per evitare la screpolatura tra le barre e una potenziale riduzione della resistenza al taglio complessiva. Inoltre, la **Tabella 10** riporta la distanza minima applicabile sia in direzione radiale (tra i perimetri di rinforzo) che trasversale (all'interno di ciascun perimetro di rinforzo) all'interno e all'esterno della sezione di controllo  $u_{crit}$ .

Diametro dell'armatura di rinforzo	Distanza minima, $s_{min}$ [mm]	Distanza massima trasversale, $s_{t,max}$ tra $u_{crit}$ [mm]	Distanza massima trasversale, $s_{t,max}$ tre $u_{crit}$ [mm]
M12	72	$1.5d_{ef}$	$2.0d_{ef}$
M16	96		
M20	120		
M24	144		

Tabella 10: Distanza radiale minima da centro a centro e distanza trasversale massima all'interno e all'esterno della sezione di controllo, riprodotte dalla tabella 15 di [25]

La distanza radiale  $s_0$  (dall'area di supporto al primo perimetro di rinforzo) e la distanza tra i perimetri di rinforzo successivi  $s_r$ , hanno limiti massimi diversi per le lastre e le fondazioni, e le varie regole sono riassunte nella **Tabella 11**.



Elemento in calcestruzzo	Distanza dall'area di supporto al primo perimetro, $s_0$	Distanza tra il primo e il secondo perimetro, $s_r$	Distanza tra i successivi perimetri $s_r$
Lastre	$0.3d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5d_{ef}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.75d_{ef}$	
Fondazioni sottili ( $a_\lambda/d_{ef} \leq 2$ )	$s_0 \leq 0.3d_{ef}$	$s_r \leq 0.5d_{ef}$	$s_r \leq 0.5d_{ef}$
Fondazioni tozze ( $a_\lambda/d_{ef} > 2$ )			$s_r \leq 0.75d_{ef}$

Tabella 11: spaziatura massima tra i perimetri di armatura per lastre e fondazioni,

### 6.3.3 Distanza dal bordo, $c$

L'impostazione di una distanza minima tra la posizione delle barre di rinforzo e qualsiasi bordo del calcestruzzo, come un'apertura o il bordo di una lastra/fondazione, riduce il rischio di screpolatura, con tale minimo valutato nella valutazione della malta ETA 20/0541 [24]. La base minima viene aumentata di una percentuale della lunghezza di installazione che tiene conto dell'inclinazione massima consentita del foro ( $5^\circ$ ) perpendicolare alla superficie del calcestruzzo e questo è riassunto nella **Tabella 12**.

Sistema di perforazione	Dimensione barra	Distanza minima dal bordo, $c_{min}$ [mm]	
		Senza aiuto alla foratura	Con aiuto alla foratura
Perforazione a percussione con o senza punte cave Hilti e carotaggio a diamante con attrezzo di irruvidimento (RT)	M12	$45 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$45 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M16	$50 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$50 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M20	$55 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$55 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
	M24	$60 \text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$60 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$
Perforazione pneumatica	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	$60 \text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$60 \text{ mm} + 0,02l_{sw}$

Tabella 12: distanze minime dai bordi in base ai metodi di perforazione e alle tolleranze, riprodotte dalla Tabella 16 di [25]

### 6.3.4 Tolleranze di posizionamento

Per limitare le fessure radiali e tangenziali associate alle azioni di punzonamento, l'armatura a taglio di punzonamento è tipicamente posizionata in modo radiale intorno all'area di supporto che, durante la perforazione e l'installazione degli elementi di rinforzo, coincide con la disposizione ortogonale dell'armatura longitudinale esistente all'interno della lastra o della fondazione. Le interruzioni della perforazione e la perforazione in nuove posizioni possono avere un impatto negativo sulla resistenza della lastra o della fondazione a causa dell'asimmetria tra il flusso delle sollecitazioni di taglio e le posizioni delle armature. A sua volta, limitare l'asimmetria contribuisce a contenere eventuali perdite di resistenza al punzonamento della lastra.

La campagna sperimentale alla base del sistema di rinforzo HIT-Punching Shear ha replicato tali asimmetrie per evitare di innescare potenziali riprogettazioni basate sul posizionamento in opera dei singoli elementi di rinforzo. I risultati ottenuti suggeriscono che le singole staffe possono deviare dalle

**Nota:** la distanza minima libera dalla posizione originale deve essere mantenuta a  $2d_0$ , con il foro o il foro interrotto riempito con una malta a basso ritiro come HIT-RE 500 V4.

loro posizioni originali di una distanza massima di  $\pm 0.2d_{ef}$ , senza che ciò richieda ulteriori considerazioni o riduzioni della resistenza, purché le regole relative alla distanza minima e massima sia per le lastre che per le fondazioni siano conformi alla **Tabella 10** e alla **Tabella 11**. Il cerchio rosso tratteggiato nella **Figura 19** evidenzia questa tolleranza.

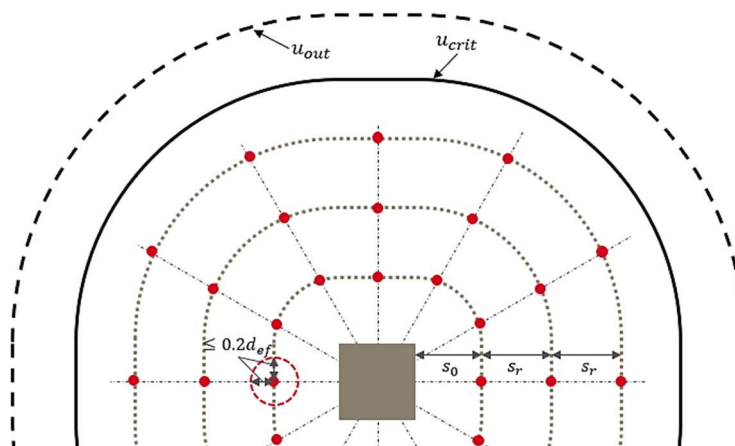


Figura 19: schema che illustra la potenziale deviazione nel posizionamento dei singoli elementi di rinforzo, rappresentati da un cerchio rosso tratteggiato

## 7. Esempi di progettazione

### 7.1 Fondazione – Colonna su basamento isolato

#### 7.1.1 Input

- Forza di taglio di progetto:  $V_{Ed} = 5700 \text{ kN}$
- Dimensioni della colonna ( $C_x \times C_y$ ):  $600 \times 1400 \text{ mm}$
- Fattore di eccentricità del carico:  $\beta = 1.15$
- Spessore lastra:  $h = 800 \text{ mm}$
- Profondità utile in  $x$  e  $y$ :  $d_x = 745 \text{ mm}$  ;  $d_y = 735 \text{ mm}$
- Resistenza della lastra di calcestruzzo:  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo:  $\gamma_c = 1.5$
- Precompressione:  $\sigma_{cp} = 0 \text{ kN/m}^2$
- Pressione uniforme sul terreno:  $\sigma_{gd} = 350 \text{ kN/m}^2$
- Peso unitario del calcestruzzo,  $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Parametri del calcestruzzo:

$f_{ck} [\text{N/mm}^2]$	$\alpha_{cc} [-]$	$\gamma_c [-]$	$f_{cd} [\text{N/mm}^2]$
20.00	0.85	1.50	11.33

Il rapporto di rinforzo longitudinale è considerato costante su tutta la larghezza specifica della lastra in entrambe le direzioni,  $b_{sx}$  e  $b_{sy}$ :

- Nella direzione  $x$ ,  $\rho_{lx} = \frac{1885+8042}{3900 \cdot 745} = 0.00342$  [a partire da barre da 24-10 mm e barre da 10-32 mm]
- Nella direzione  $y$ ,  $\rho_{ly} = \frac{1885+8042}{3900 \cdot 735} = 0.00346$  [a partire da barre da 24-10 mm e barre da 10-32 mm]

NDP a 6.4.4 (1) [15]

Rapporto medio del rinforzo longitudinale,  $\rho_l = \sqrt{0.00342 \cdot 0.00346} = 0.00344 \leq \min \left( 0.02 ; 0.5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$

#### 7.1.2 Definizioni perimetrali

Poiché il rapporto tra la dimensione maggiore e quella minore della colonna supera 2.0, per valutare i vari perimetri vengono utilizzate “sezioni parziali” secondo la Figura NA.6.21.1 [15].

Descrizione	Variabile	Proposta
Perimetro del pilastro	$u_0$	3600 mm
Profondità utile media	$d_{ef}$	740 mm

Sezione di controllo dalla superficie della colonna in $a_{crit} = 600 \text{ mm}$ (per iterazione)	$u_{crit}$	7370 mm
Area contenuta entro $a_{crit}$	$A_{crit}$	4.371 m <sup>2</sup>
Perimetro esterno dove non è richiesta l'armatura	$u_{out}$	23058 mm

### 7.1.3 Verifica del calcestruzzo senza armatura a taglio di punzonamento

6.4.3 (1) [12]

La verifica della resistenza del calcestruzzo senza armatura a taglio di punzonamento,  $\tau_{Rd,c}$ , è condotta in corrispondenza del perimetro critico,  $u_{crit}$ , determinato da  $a_{crit}$ .

Forza netta  $a_{crit}$  verso l'alto all'interno:  $\Delta V_{Ed} = (A_{crit} \cdot \sigma_{gd}) - G_k(\gamma \cdot A_{crit} \cdot h)$

eq. 6.48 [12]

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

Forza netta applicata:

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

Progetto di sollecitazione al punzonamento  $u_{crit}$ :

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

eq. (2) [25]

Verifica della sezione esistente:

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

NDP Zu 6.4.4 (1) [15]

Pre-fattore empirico per le fondazioni:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / 1.5 = \mathbf{0.10}$$

eq. 6.2.2 (1) [25]

Coefficiente dipendente dall'altezza dell'elemento:

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

eq. (3) [25]

Resistenza minima al punzonamento (interpolata per  $600 \text{ mm} \leq d_{ef} \leq 800 \text{ mm}$ ):

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

eq. 6.50 [12]

Resistenza di progetto al punzonamento:

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

eq. NA.6.53.1 [15]

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

**Perciò  $\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  è necessario un rinforzo!**

### 7.1.4 Verifica del calcestruzzo con il sistema di rinforzo HIT-Punching Shear

eq. (4) [25]

Verifica della sezione rinforzata:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs,pi} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$$

Resistenza massima punzonamento ( $k_d = 1.0$ ):

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

**Perciò  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  il rinforzo è possibile!**

Eq. (10) [25]

La resistenza al punzonamento progettata con elementi di rinforzo deve soddisfare:

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

eq. 9.11 [15]

Verificare la sezione trasversale minima di **ciascun** elemento di rinforzo:

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

**8 HAS(-U)** con  $A_{sw} = \mathbf{353 \text{ mm}^2}$  è sufficiente per procedere con la verifica, con  $d_{ef} = 740 \text{ mm}$ ,  $k_d = \mathbf{1.0}$ ,

e  $k_{pi} = \mathbf{0.82}$  adottato per verificare  $V_{Rd,cs,pi}$  secondo l'Eq. 5 [25].

eq. (6) [25]

Resistenza di progetto efficace degli elementi di rinforzo  $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$ ,

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot 740 = 435 \text{ N/mm}^2 > \mathbf{390 \text{ N/mm}^2}$$

Interasse degli elementi di rinforzo a punzonamento post-installati:

Parametro	Controllo di minimo e massimo	
$s_0 = 200 \text{ mm}$	$0.3d_{ef} \leq s_0$	Soddisfatto
$s_r = 350 \text{ mm}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.5d_{ef}$ ve $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Soddisfatto
$s_t$ entro $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 1.5d_{ef}$ ve $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Soddisfatto (vedere Sezione 7.1.5)
$s_t$ oltre $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 2.0d_{ef}$ ve $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Soddisfatto (vedere Sezione 7.1.5)

Riorganizzando l'equazione (10) [25] è possibile calcolare l'armatura combinata di punzonamento richiesta nei primi due perimetri:  $A_{sw,1+2} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{k_{pi} \cdot f_{ywd,ef}}$ .

$$A_{sw,1+2} = \frac{1.15 \cdot 4288 \cdot 10^3}{0.82 \cdot 390} = 15420 \text{ mm}^2$$

NCI Zu 6.4.5 [15]

L'armatura di punzonamento minima richiesta per ogni perimetro per eventuali rinforzi aggiuntivi oltre ai primi due è:  $0.33 \cdot A_{sw,1+2} = 5089 \text{ mm}^2$ .

### 7.1.5 Schema di posa dell'armatura di rinforzo e dati di installazione

Perimetro esterno dove non è richiesta un'armatura contro il punzonamento  $u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{\tau_{Rd,c,out} \cdot d_{ef}}$ , dove  $\tau_{Rd,c,out}$  è valutato con  $C_{Rd,c} = 0.15/1.5 = 0.10$ :

$$\tau_{Rd,c,out} = \max \left[ 0.10 \cdot 1.52 \cdot (100 \cdot 0.00344 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} ; 0.235 \right] = 0.289 \text{ N/mm}^2$$

$$u_{out} = \frac{1.15 \cdot 4288 \cdot 10^3}{0.289 \cdot 740} = 23058 \text{ mm}$$

eq. (5) [25]

$$\text{Distanza dal lato della colonna a } u_{out}, r_{out} = \frac{23058 - 3600}{2\pi} = 3097 \text{ mm}$$

Con  $s_0 = 200 \text{ mm}$  e  $s_r = 350 \text{ mm}$ , un massimo nove perimetri di armatura possono entrare all'interno di  $u_{out}$ ; tuttavia, poiché l'armatura contro il punzonamento può terminare solo a una distanza maggiore di  $(3097 - 1.5d_{ef}) = 1987 \text{ mm}$  rispetto alla superficie della colonna, **sette** perimetri di rinforzo sono sufficienti.

Perimetro	Distanza dalla faccia del pilastro [mm]	Lunghezza del perimetro [mm]	Area di acciaio richiesta (mm²) $[A_{sw}]$	Elementi forniti per perimetro	Superficie in acciaio fornita [mm²]	Interasse trasversale [mm]
1	200	4857	7710	22	7766	$300 \leq s_{t,max}$
2	550	7056	7710	22	7766	$432 \leq s_{t,max}$
3	900	9255	5089	16	5648	$707 \leq s_{t,max}$
4	1250	11454	5089	16	5648	$982 \leq s_{t,max}$
5	1600	13653	5089	16	5648	$1257 \leq s_{t,max}$
6	1950	15852	5089	20	7060	$1021 \leq s_{t,max}$



Perimetro	Distanza dalla faccia del pilastro [mm]	Lunghezza del perimetro [mm]	Area di acciaio richiesta (mm <sup>2</sup> ) [A <sub>sw</sub> ]	Elementi forniti per perimetro	Superficie in acciaio fornita [mm <sup>2</sup> ]	Interasse trasversale [mm]
7	2300	18051	5089	20	7060	$1204 \leq s_{\perp}(t, \max)$

**Nota:** quando la posizione di un qualsiasi elemento di rinforzo coincide con l'armatura a flessione esistente, l'elemento interessato può essere regolato di una distanza minima di  $2d_0$  e massima di  $0, 2d_{ef}$ . Tuttavia, devono essere sempre rispettate le regole sull'interasse minimo e massimo radiale,  $s_0$  e  $s_r$ , come anche sull'interasse tangenziale  $s_t$ , come indicato in 7.1.4.

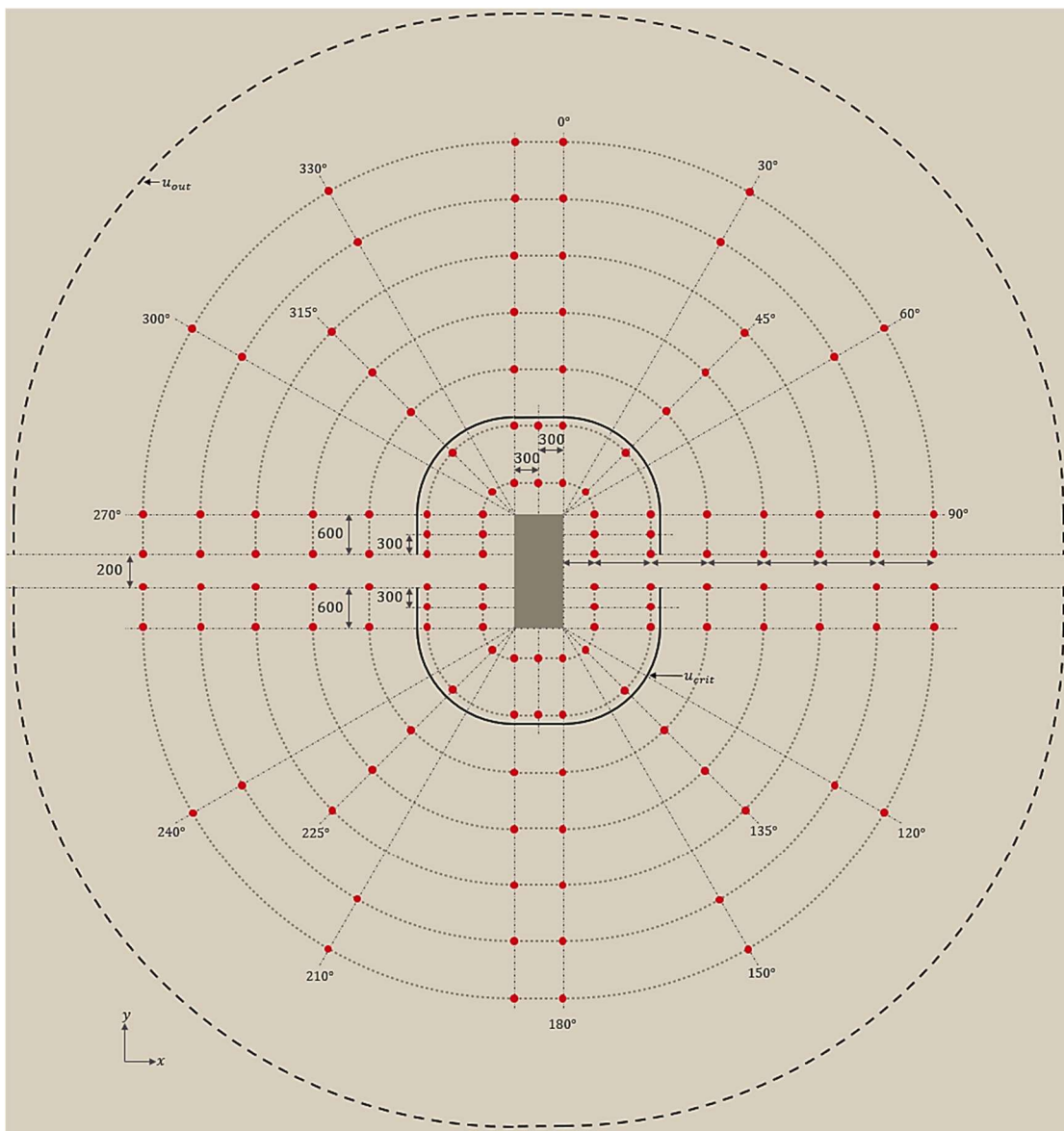
#### Installazione secondo le Istruzioni per l'installazione del prodotto del produttore (MPII):

- Soluzione di rinforzo: HIT-RE 500 V4 + HAS-U A4 M24 + Set di riempimento
- Momento torcente massimo di installazione,  $T_{inst}$ : 200 Nm
- Diametro del foro nella fondazione,  $d_0$ : 28 mm
- Copertura residua,  $c_{res}$ : 60 mm
- Profondità del foro nella fondazione,  $l_{sw}$ : 740 mm
- Metodo di perforazione proposto: Perforazione a percussione (HD) con aiuto alla foratura
- Condizione del calcestruzzo: Calcestruzzo a secco

#### Specifiche:

**132** unità di Hilti HIT-RE 500 V4 + barre filettate HAS-U **A4 M24** + Set di riempimento incassato a **740 mm** secondo le istruzioni di installazione in DIBt abG Z-15.5-387 per la perforazione a percussione (**HD**) nel calcestruzzo **a secco** con aiuto alla foratura. Il **primo** perimetro di armatura deve essere posizionato a **200 mm** dalla superficie della colonna, con i perimetri **successivi** distanziati di **350 mm** dal primo perimetro. Fare riferimento al disegno costruttivo per la distanza tra le armature all'interno di ciascun perimetro.

A titolo esemplificativo, di seguito viene fornita una disposizione suggerita per l'armatura:



**Nota 1:** dimensioni in millimetri e non in scala.

## 7.2 Lastra – colonna rientrante

### 7.2.1 Inserimenti e disposizione

- Forza di taglio di progetto:  $V_{Ed} = 565 \text{ kN}$
- Dimensioni della colonna ( $C_x \times C_y$ ):  $450 \times 450 \text{ mm}$
- Fattore di eccentricità del carico:  $\beta = 1.367$ , da  $M_{Ed,x} = 75 \text{ kNm}$  &  $M_{Ed,y} = 73 \text{ kNm}$
- Spessore lastra:  $h = 225 \text{ mm}$
- Profondità utile in  $x$  e  $y$ :  $d_x = 187 \text{ mm}$  ;  $d_y = 171 \text{ mm}$
- Resistenza della lastra di calcestruzzo  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- : Fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo;  $\gamma_c = 1.5$
- Precompressione nella lastra  $\sigma_{cp} = 0 \text{ N/mm}^2$
- Parametri del calcestruzzo:

$f_{ck} [\text{N/mm}^2]$	$\alpha_{cc} [-]$	$\gamma_c [-]$	$f_{cd} [\text{N/mm}^2]$
35.00	0.85	1.50	19.83

Il rapporto di armatura longitudinale è considerato costante su tutta la larghezza specifica della lastra in entrambe le direzioni,  $b_{sx}$  e  $b_{sy}$ :

- nella direzione  $x$ ,  $\rho_{l,x} = 1.12\%$
- nella direzione  $y$ ,  $\rho_{l,y} = 1.225\%$

NDP to 6.4.4 (1) [15]

Rapporto medio dell'armatura longitudinale,  $\rho_l = \sqrt{0.0112 \cdot 0.01225} = 0.01171 \leq \min\left(0.02, 0.5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$

### 7.2.2 Definizioni perimetrali

Descrizione	Variabile	Proposta
Perimetro del pilastro	$u_0$	1800 mm
Profondità utile media	$d_{ef}$	179 mm
Perimetro critico a $2d_{ef}$ con riduzione dovuta all'apertura	$u_{crit}$	3787 mm
Rapporto tra perimetro della colonna e profondità effettiva	$\frac{u_0}{d_{ef}}$	12.0
Perimetro esterno dove non è richiesta l'armatura	$u_{out}$	6263 mm

### 7.2.3 Calcolo del fattore di eccentricità del carico, $\beta$ , da [12] e [15]

I valori di  $W_{1,x}$  e  $W_{1,y}$  sono valutati dall'Eq. 6.40 [12] per ciascuna direzione, e i fattori  $k_x$  e  $k_y$  sono derivati dal rapporto delle dimensioni della colonna nella Tavola 6.1 [12].

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

eq. (NA.6.39.1) [15]

$$\text{Eccentricità del carico per i momenti sbilanciati, } \beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{crit}}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{crit}}{W_{1,y}}\right)^2} \geq 1.10$$

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

## 7.2.4 Verifica del calcestruzzo senza rinforzo a taglio e punzonamento

6.4.3 (1) [12]

La verifica della resistenza del calcestruzzo senza rinforzo al punzonamento e taglio,  $\tau_{Rd,c}$ , viene condotta in corrispondenza del perimetro critico,  $u_{crit}$ .

eq. (2) [12]

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

NDP Zu 6.4.4 (1) [15]

Pre-fattore empirico (colonne interne con  $\frac{u_0}{d} \geq 4$ ):  $C_{Rd,c} = 0.18/1.5 = \mathbf{0.12}$

eq. 6.2.2 (1) [12]

Coefficiente dipendente dall'altezza dell'elemento:  $k = 1 + \sqrt{200/179} = 2.06 \geq \mathbf{2.0}$

eq. NA 6.3a [15]

Resistenza di progetto minima al punzonamento (con  $d_{ef} \leq 600 \text{ mm}$ ):

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

Sistenza di progetto al punzonamento:  $\tau_{Rd,c} = 0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.01171 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{0.828 \text{ N/mm}^2}$

Tensione di progetto al punzonamento  $u_{crit}$ :  $\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{crit} \cdot d_{ef}} = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3}{3787 \cdot 179} = \mathbf{1.140 \text{ N/mm}^2}$

eq. NA.6.53.1 [15]

Resistenza massima punzonamento ( $k_{max} = 1.4$ ):  $\tau_{Rd,max} = k_{max} \tau_{Rd,c} = 1.4 \cdot 0.828 = \mathbf{1.159 \text{ N/mm}^2}$

**Poiché  $\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  è necessario un rinforzo!**

## 7.2.5 Verifica del calcestruzzo con il sistema di rinforzo HIT-Punching Shear

eq. (3) [25]

Verifica della sezione rinforzata:  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs,pi} \leq k_d k_{ma} \tau_{Rd,c}$

Resistenza massima punzonamento ( $k_d = 1.0$ ):  $k_d \tau_{Rd,max} = 1.0 \cdot 1.159 = \mathbf{1.159 \text{ N/mm}^2}$

**Poiché  $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$  il rinforzo è possibile!**

eq. (5) [25]

La resistenza al punzonamento progettata con elementi di rinforzo deve soddisfare:

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

eq. 9.11 [15]

Verificare la sezione trasversale minima di **ciascun** elemento di rinforzo:

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

**8 HAS(-U)** con  $A_{sw} = \mathbf{84.3 \text{ mm}^2}$  è sufficiente per procedere con la verifica, con  $d_{ef} = 179 \text{ mm}$ ,  $k_d = 1.0$ , e  $k_{pi} = 0.82$  adottato per verificare  $V_{Rd,cs,pi}$  secondo l'eq. 5 [25].

eq. (6) [25]

Resistenza di progetto efficace degli elementi di rinforzo  $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$ ,

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

Interasse degli elementi di rinforzo a punzonamento e taglio post-installati:

Parametro	Controllo di minimo e massimo	
$s_0 = 80 \text{ mm}$	$0.3 d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5 d_{ef}$	Soddisfatto
$s_r = 120 \text{ mm}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.75 d_{ef}$ ve $s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Soddisfatto

Parametro	Controllo di minimo e massimo	
$s_t$ entro $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 1.5d_{ef}$ ve $s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Soddisfatto (vedi la sezione 0)
$s_t$ oltre $u_{crit}$	$s_{min} \leq s_t \leq 2.0d_{ef}$ ve $s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Soddisfatto (vedi la sezione 0)

eq. (7) [25]

Equiparare e  $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,cs,pi}$  riorganizzare l'equazione permette di calcolare il rinforzo a punzonamento richiesto al perimetro critico:  $A_{sw,crit} = \frac{\tau_{Ed} - 0.75k_d\tau_{Rd,c}}{1.5k_{pi}f_{ywd,ef}} s_r u_{crit}$ .

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

eq. (8) [25]

Il rinforzo a punzonamento richiesta per i primi due perimetri di rinforzo deve soddisfare  $A_{sw,i} \geq \kappa_i A_{sw,crit}$ , laddove il fattore  $\kappa_i$  è valutato utilizzando l'eq. (9) [25]:

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

per il primo perimetro di rinforzo:

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

per il secondo perimetro di rinforzo:

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

## 7.2.6 Schema di posa dell'armatura di rinforzo e dati di installazione

Perimetro esterno dove non è richiesta un rinforzo a punzonamento  $u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{\tau_{Rd,c,out} \cdot d_{ef}}$ , dove  $\tau_{Rd,c,out}$  è valutato con  $C_{Rd,c} = 0.15/1.5 = 0.10$ :

eq. (5) [25]

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

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

$$\text{Distanza dal lato della colonna a } u_{out}, r_{out} = \frac{6263 - 1800}{1.5\pi} = 883 \text{ mm}$$

Con  $s_0 = 80 \text{ mm}$  e  $s_r = 120 \text{ mm}$ , un massimo sette perimetri di rinforzo possono entrare all'interno di  $u_{out}$ ; tuttavia, poiché il rinforzo contro il punzonamento può terminare solo a una distanza maggiore di  $(566 - 1.5d_{ef}) = 298 \text{ mm}$  rispetto alla superficie della colonna, sei perimetri di rinforzo sono sufficienti.

Perimetro	Distanza dalla faccia del pilastro (mm)	Lunghezza del perimetro (mm)	Area di acciaio richiesta (mm²) $\kappa_i \cdot A_{sw,crit}$	Elementi forniti per perimetro	Superficie in acciaio fornita (mm²)	Interasse trasversale (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	$293 \leq s_{t,max}$



**Nota:** Quando la posizione di un qualsiasi elemento di rinforzo coincide con l'armatura a flessione esistente, l'elemento interessato può essere regolato di una distanza minima di  $2d_0$  e massima di  $0,2d_{ef}$ . Tuttavia, devono essere sempre rispettate le regole sull'interasse minimo e massimo radiale,  $s_0$  e  $s_r$ , come anche sull'interasse tangenziale  $s_t$ , come indicato nella sezione 7.2.5 del presente allegato.

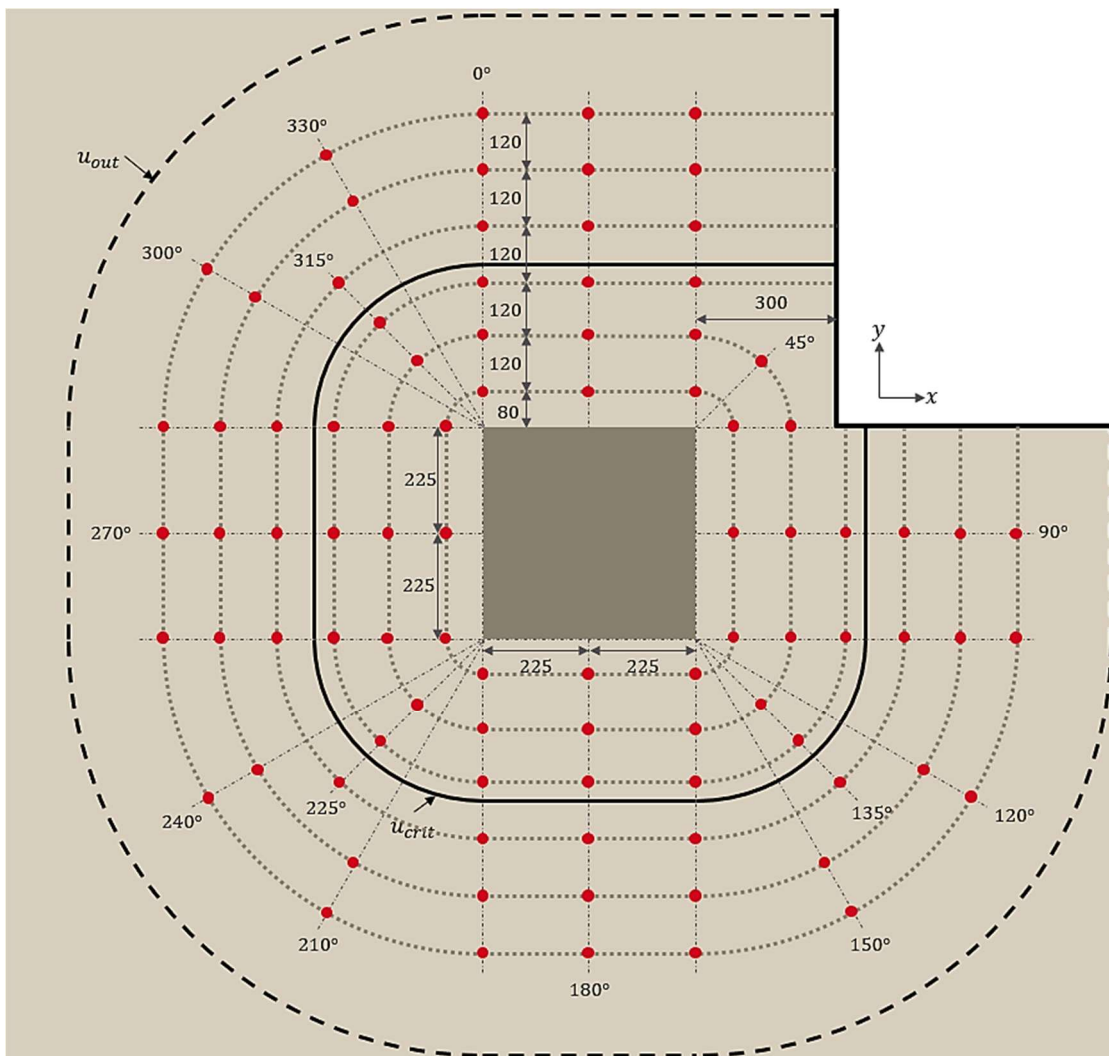
#### Installazione secondo le Istruzioni di Montaggio del Produttore (MPII):

- Soluzione di rinforzo: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M12 + Set di riempimento
- Momento torcente massimo di installazione,  $T_{inst}$ : 40 Nm
- Diametro del foro nella lastra,  $d_0$ : 14 mm
- Copriferro residuo,  $c_{res}$ : 35 mm
- Profondità del foro nella lastra,  $l_{sw}$ : 190 mm
- Metodo di perforazione proposto: perforazione a percussione (HD) con aiuto alla perforazione
- Condizione del calcestruzzo: calcestruzzo asciutto

#### Specifiche:

**90** unità di Hilti HIT-RE 500 V4 + barre filettate HAS-U **8.8 M12** + Set di riempimento incassato a **190 mm** secondo le istruzioni di installazione in DIBt abG Z-15.5-387 per la perforazione a percussione (**HD**) nel calcestruzzo **asciutto** con guida alla perforazione. Il **primo** perimetro di armatura deve essere posizionato a **80 mm** dalla superficie della colonna, con i perimetri **successivi** distanziati di **120 mm** dal primo perimetro. Fare riferimento al disegno costruttivo per la distanza tra le armature all'interno di ciascun perimetro.

Di seguito è riportato lo schema di rinforzo suggerito:



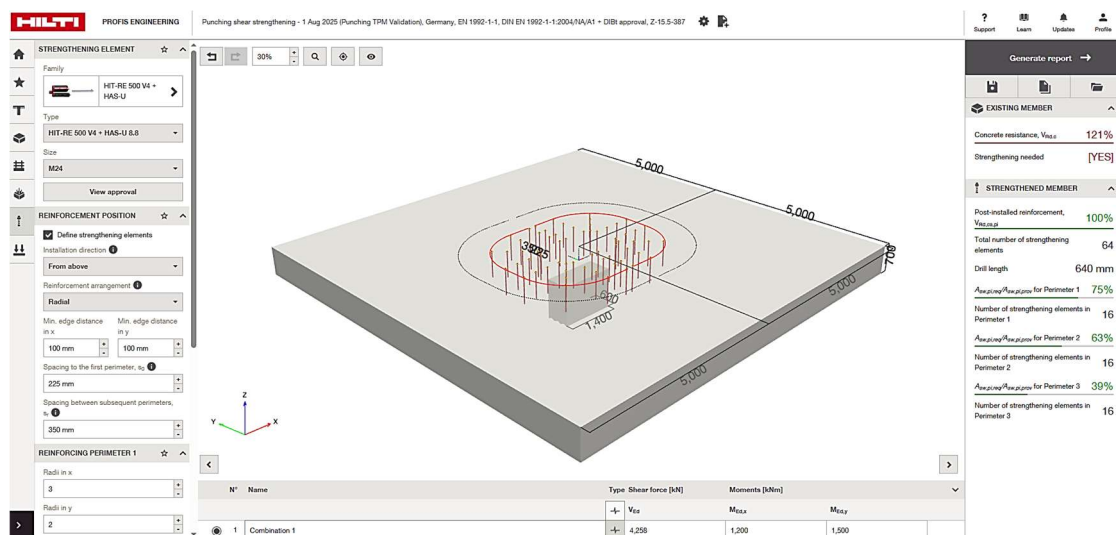
**Nota:** dimensioni in millimetri e non in scala.

## 8. Modulo di rinforzo a taglio e punzonamento di PROFIS engineering

Come avviene per la progettazione dell'armatura contro il punzonamento, ad esempio le staffe inglobate negli elementi in calcestruzzo, individuare manualmente la soluzione ottimale di rinforzo può essere un'attività molto ripetitiva e dispendiosa in termini di tempo, a causa del numero di possibili combinazioni di diametro, spaziatura e posizionamento. Il **software di progettazione basato su cloud** PROFIS Engineering include un **modulo dedicato** alla valutazione e al rinforzo degli elementi in calcestruzzo carenti di resistenza al taglio e punzonamento, che supporta gli ingegneri strutturisti nella verifica della resistenza degli elementi esistenti e nel loro rinforzo, garantendo così un flusso di lavoro più sicuro ed efficiente.

Alcuni dei **principali vantaggi** dell'utilizzo del modulo di rinforzo per punzonamento e taglio di PROFIS Engineering includono:

- Selezione della soletta e dell'elemento compressivo pertinente (ad esempio colonna o parete).
- Definizione delle dimensioni della soletta, della geometria e dei parametri dei materiali per verificare la necessità di un rinforzo sotto una nuova azione di punzonamento e di taglio.
- Definizione del diametro dell'armatura di rinforzo e delle spaziature radiali.
- PROFIS Engineering genera il layout e calcola il numero totale degli elementi di rinforzo richiesti sulla base degli input precedentemente definiti.
- PROFIS Engineering mostra i rapporti di utilizzo per la verifica del calcestruzzo esistente e rinforzato, nonché l'utilizzo dell'acciaio per ciascun perimetro.
- Per la documentazione, PROFIS Engineering produce un report di progettazione dettagliato che include le fasi di calcolo e fornisce le informazioni necessarie per la progettazione del rinforzo.

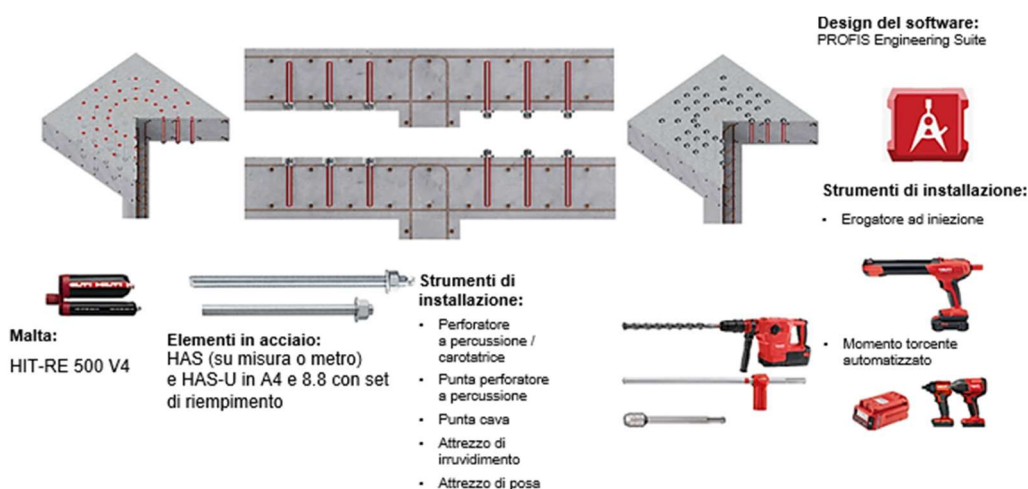


## 9. Soluzioni Hilti per il rinforzo a taglio e punzonamento

Il nuovo sistema di rinforzo HIT-Punching Shear di Hilti è approvato con **DIBt aBG Z15.5-387** gli strumenti e gli accessori chiave necessari per l'installazione sono riassunti di seguito.

Malta HIT-RE 500 V4 + il seguente rinforzo strutturale:

- |  |                     |
|--|---------------------|
| • Barre HAS(-U) A4:                    | M12, M16, M20 e M24 |
| • Barre HAS(-U) 8.8:                   | M12, M16, M20 e M24 |
| • Set di riempimento Hilti (8.8 & A4): | M12, M16, M20 e M24 |



## 10. Riepilogo

La trasformazione e il riutilizzo di strutture esistenti possono offrire numerosi vantaggi rispetto alle nuove costruzioni, ma ogni struttura richiede il raggiungimento di obiettivi specifici quando viene rinforzata. In base alla filosofia progettuale scelta, l'ingegnere strutturista può affrontare le carenze di resistenza al punzonamento in solai e fondazioni attraverso diversi metodi, alcuni dei quali meno invasivi di altri. L'uso del sistema di rinforzo HIT-Punching Shear post-installato, costituito da barre filettate HAS(-U) con la malta HIT-RE 500 V4, è un nuovo esempio di metodo minimamente invasivo che può migliorare significativamente la resistenza al taglio e punzonamento e la capacità di deformazione di una lastra o di una fondazione.

Dopo la valutazione e l'ottenimento del permesso generale di costruzione (*aBG*) come sistema da parte del DIBt, gli ingegneri possono utilizzare un approccio progettuale basato sull'Eurocodice 2, integrato nel PROFIS Engineering Suite di Hilti, per giungere a una soluzione fattibile quando si selezionano i parametri chiave di progettazione del diametro, dell'interasse e altro. Grazie alla sua interfaccia intuitiva, il nuovo modulo di rinforzo a taglio e punzonamento punta a far risparmiare tempo ai progettisti e agli ingegneri durante la fase di progettazione, apportando valore ai clienti e contribuendo a un ambiente costruito più sicuro e resiliente.

## 11. Riferimenti

- [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  
P +423-234 2965

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