



Renforcement au poinçonnement d'éléments en béton

Aborder de nouveaux
problèmes avec des solutions
connues



Table des matières

1. Présentation et contexte	2
2. Aperçu des dalles plates et du comportement au poinçonnement dans le béton armé	3
2.1 Le développement des dalles plates dans le béton armé	3
2.2 Comportement et modes de rupture des systèmes de dalles en béton armé	4
3. Dimensionnement au poinçonnement d'éléments en béton.....	8
3.1 Principes généraux	8
3.2 La zone chargée et la section de contrôle pour les dalles et les fondations	8
3.3 Vérification de la résistance au poinçonnement selon la norme EN 1992-1-1 & DIN EN 1992-1-1/NA	11
3.4 Conception avec armature de poinçonnement selon EN 1992-1-1 & NA-DE	13
4. Approches pour renforcer les éléments déficients au poinçonnement.....	18
4.1 Augmentation de l'épaisseur de la dalle	18
4.2 Augmenter la taille du support de la zone	19
4.3 Augmentation de la résistance à la flexion	20
4.4 Augmentation de la résistance au poinçonnement à l'aide d'une armature en acier	21
4.5 Solutions & associations spéciales	22
5. Aperçu des qualifications de l'armature de poinçonnement installée a posteriori.....	22
6. Approche de dimensionnement et de détail avec le système de renforcement au poinçonnement HIT-Punching	23
6.1 Vérification de la bielle de compression	24
6.2 Vérification à l'intérieur et au-delà de la zone renforcée au cisaillement pour les dalles et les fondations	25
6.3 Exigences de détail de l'armature de renforcement	27
7. Exemples de dimensionnement.....	31
7.1 Fondation – Colonne sur semelle isolée	31
7.2 Dalle (rentrante)– Colonne	36
8. PROFIS engineering module de renforcement au poinçonnement.....	41
9. Les solutions Hilti pour le renforcement au poinçonnement	42
10. Résumé	42
11. Références	43

1. Présentation et contexte

Au cours des deux dernières décennies, la construction a connu une tendance croissante à réutiliser le parc immobilier existant afin de répondre à l'évolution des besoins socio-économiques et de réduire l'empreinte environnementale. Ce phénomène est plus répandu dans les zones urbaines, où une partie importante des bâtiments et des ponts en béton armé (BA) approchent de la fin de leur cycle de vie et nécessitent une remise à neuf ou une démolition totale. La nécessité de renforcer les structures peut, de plus, provenir de différents autres facteurs: un changement d'utilisation ou de classe d'occupation, l'expansion de l'empreinte au sol d'un bâtiment, l'ajout de nouveaux étages, l'introduction de nouvelles réglementations en matière de construction, la présence d'erreurs ou d'autres défaillances lors de l'exécution initiale et la lutte contre d'autres problèmes liés à la durabilité causés par des dangers connus tels que le feu et les tremblements de terre.

Selon le cahier des charges du client, l'état actuel de la structure et son importance sociale, culturelle et historique, l'ingénieur peut décider que le renforcement d'un bâtiment ou d'un pont existant est préférable à la démolition et à la réalisation d'une construction de remplacement, avec des éléments suggérant un gain de temps de 15 à 70% au niveau du délai d'exécution – la période entre l'arrêt des activités dans le bâtiment ou sur le pont et sa remise en service – par rapport à la construction d'une nouvelle structure. Cet avantage s'ajoute à une réduction de 10 à 75% au niveau des ressources nécessaires, grâce aux économies de main d'œuvre et de matériel [1].

Après avoir mené une évaluation locale et globale de la structure existante, l'ingénieur devra choisir entre diverses méthodes de renforcement afin de résoudre toute défaillance de traction, de compression, de flexion, de poinçonnement, et de torsion, tout en respectant les exigences de viabilité. Le renforcement global de la structure peut être réalisé notamment par la mise en place d'un encadrement structural (par exemple par l'ajout de voiles de contreventement), par l'installation de micropieux, ou par l'intégration de dispositifs d'isolation sismique à la base ou de dispositifs de dissipation d'énergie, lorsque la structure est soumise à des actions sismiques. À l'inverse, le renforcement local d'éléments structuraux individuels comprend notamment la réalisation de surbétons, de chemisage en béton, en acier ou en polymères renforcés de fibres (PRF), la mise en œuvre de PRF collés extérieurement ou montés à proximité de la surface, la post-tension externe, ainsi que l'ajout de renforcement en acier [2]. La majorité des projets de renforcement comprennent normalement plusieurs techniques afin de résister efficacement aux charges supplémentaires et de les dévier vers les fondations.

Dans une grande partie du monde, la plupart des bâtiments et infrastructures de génie civil existants sont actuellement en cours de renforcement, ou leur renforcement est planifié. Il convient, par conséquent, de mener une réflexion approfondie sur les techniques d'intervention les plus appropriées. Le présent document offre un aperçu du **poinçonnement** dans le béton. Il résume les méthodes disponibles ou les interventions typiques appliquées pour renforcer les éléments de béton individuels, et il présente la plus récente solution de renforcement proposée par Hilti: l'utilisation de tiges filetées installées a posteriori qui agissent comme une armature de poinçonnement. Le système de renforcement **HIT-Punching Shear** a obtenu, en 2025, une approbation générale de construction (**aBG Z-15.5-387**) du *Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)*.

2. Aperçu des dalles plates et du comportement au poinçonnement dans le béton armé

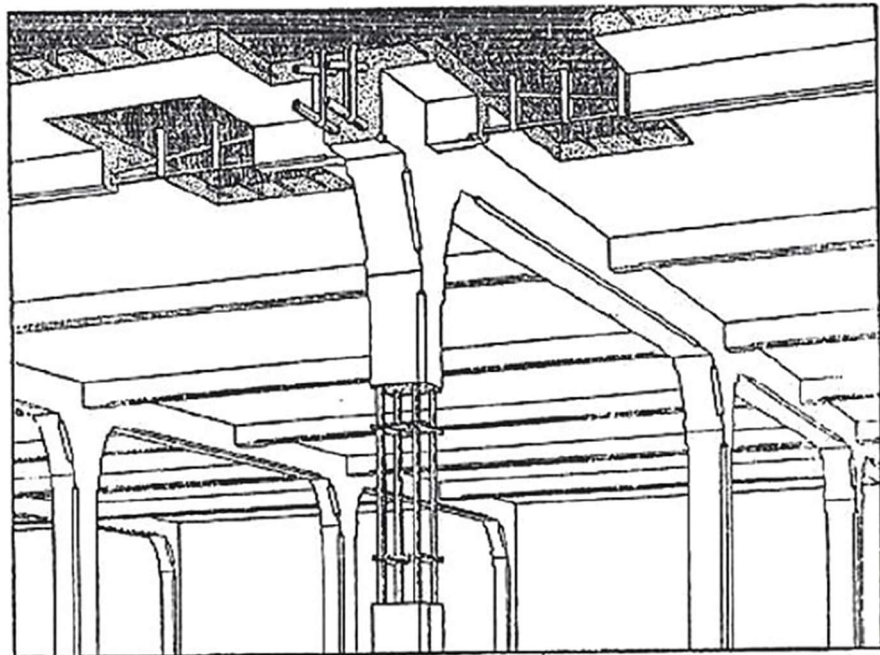


Figure 1: Le concept fondamental du système Hennebique de dimensionnement [3].

2.1 Le développement des dalles plates dans le béton armé

L'adoption généralisée, à la fin du XIXe siècle, des premiers bâtiments en béton armé avec des systèmes de poutres et longrines, tels que le *Système Hennebique* breveté illustré à la **Figure 1**., reflétait la même approche de construction que celle utilisée pour les constructions traditionnelles en bois et les constructions plus récentes en acier. Ces systèmes, et en particulier leurs poutres individuelles, ont pu être modélisés de manière fiable – grâce aux travaux d'Emil Mörsch [4] et Wilhelm Ritter [3] – sous forme de modèles analogiques à treillis composés de bielles et de tirants. L'ossature structurelle est réalisée au moyen de coffrages et d'armatures de géométrie complexe, conduisant à des sous-faces de planchers non continues. Cette disposition engendre des difficultés pour la mise en œuvre et le cheminement des équipements techniques en sous-face des dalles et induit des contraintes supplémentaires sur l'utilisation fonctionnelle des surfaces de plancher intérieures.

Introduits il y a 120 ans, les premiers systèmes de dalles en béton armé reposant directement sur des poteaux ont marqué une rupture importante avec la disposition traditionnelle des éléments structuraux linéaires hiérarchisés. Mis au point simultanément, mais indépendamment, par C.A.P. Turner aux États-Unis et Robert Maillart en Suisse entre 1905 et 1909, le dimensionnement de leurs nouvelles dalles comprenait une tête de colonne en forme de champignon afin de faciliter la transmission locale des forces de la dalle vers la colonne. La philosophie de conception de Turner considérait les colonnes, les champignons et les dalles comme des éléments individuels pouvant être optimisés pour un assemblage rapide. Cette approche a conservé les liens fondamentaux avec les constructions traditionnelles à ossature en bois et en acier de l'époque, ce qui a contribué à sa large acceptation par les entrepreneurs, habitués aux méthodes de construction traditionnelles. Les têtes de colonnes élargies, avec des renforts radiaux et diagonaux s'évasant dans la dalle sans discontinuité horizontales et étaient dimensionnés empiriquement de manière à éviter toute rupture par poinçonnement [5].

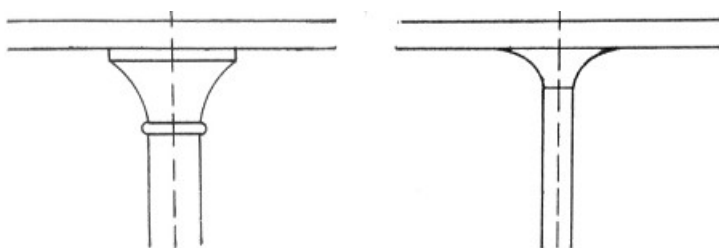


Figure 2: Une comparaison entre les têtes de colonne en forme de champignon pour dalles plates de Turner (à gauche) et Maillart (à droite) [6]

Contrairement à l'approche de Turner, Maillart a cherché à refléter le flux inhérent des contraintes présentes dans la nature monolithique du béton en concevant les dalles et les colonnes comme une «entité structurelle unifiée», comme le montre la **Figure 2**: [6], dans laquelle les forces s'écoulent de manière continue. Cela a permis de créer une connexion dalle-colonne parfaitement fusionnée grâce à un renforcement continu dans deux directions seulement, ce qui a donné lieu à des configurations qui ont souvent supprimé complètement les champignons (chapiteaux) ou les ont intégrés dans des zones de dalle épaissies autour de la colonne. Les deux approches ont permis d'obtenir des soffites plats offrant une résistance suffisante au poinçonnement grâce à la forme hyperbolique du chapiteau de la colonne, reflétant le flux hyperbolique des contraintes vers le centre de la colonne [7]. S'éloignant de l'approche empirique de Turner, Maillart a développé de nouvelles méthodes d'analyse élastique pour calculer la flexion dans les dalles à double sens, qui complétaient sa pratique consistant à effectuer des essais de charge à grande échelle sur ses dalles et ses ponts achevés. Ces méthodes sont encore utilisées aujourd'hui.

Les influences combinées de Turner et Maillart se sont fait sentir à partir des années 1950, période qui a vu de nombreux immeubles résidentiels et de bureaux, ainsi que des parkings à plusieurs étages, adopter les grandes portées (~9 m) offertes par les dalles plates, la plupart des structures renonçant entièrement aux chapiteaux distinctifs. Cela a permis de simplifier davantage le coffrage et l'armature et d'obtenir une voûte continue et plane facilitant le positionnement des équipements techniques du bâtiment.

2.2 Comportement et modes de rupture des systèmes de dalles en béton armé

2.2.1 Comportement et modes de rupture des dalles soutenues par des poutres

Le comportement des dalles à appui linéaire simple et double sous une charge uniformément répartie est analogue à celui des poutres soumises au cisaillement. Dans les deux cas, la résistance élevée à la compression mais faible à la traction du béton provoque des fissures perpendiculaires à la contrainte de traction résultant d'une charge exercée suffisamment élevée. Les poutres et les dalles portantes dans une ou deux directions résistent au cisaillement grâce à une combinaison des éléments suivants:

1. Le béton non fissuré dans la zone de compression.
2. Contribution de l'effet de goujonnage des armatures longitudinales existantes et
3. L'engrènement des granulats à travers les fissures en zone tendue.

Cependant, la nature aléatoire de ces trois effets agissant simultanément n'engendre pas de résistance à la traction suffisante pour prévenir les fissures du béton sous l'effet d'un composant de traction relativement faible de contrainte de cisaillement. Il en résulte des fissures en diagonale près des supports, où une poussée importante vers le haut exercée à travers l'âme de la poutre résiste à la charge exercée vers le bas. Pour une résistance efficace au cisaillement, il faudra ajouter une armature de cisaillement spécifique, sous forme d'étriers qui s'activera dès la formation des premières fissures diagonales afin de réduire leur largeur à une limite acceptable [8].

2.2.2 Comportement et modes de rupture des dalles soutenues par des poteaux sous des charges concentrées

Contrairement aux dalles soutenues par des poutres (support linéaire), mais présentant plusieurs caractéristiques similaires, les dalles plates transfèrent des charges importantes et concentrées dans une zone chargée autour du poteau de soutien (support ponctuel). Sous des charges modérées, des fissures **radiales** de flexion se forment d'abord du côté traction de la dalle et rayonnent vers l'extérieur à partir du poteau, divisant la dalle en segments qui tournent autour du poteau, ce qui entraîne une redistribution du moment dans la direction tangentielle où le béton est encore intact et plus rigide en comparaison. À des charges plus élevées, le béton forme alors des fissures de flexion **circonférentielles** (ou tangentielles) autour de la colonne. Celles-ci génèrent simultanément des fissures de cisaillement inclinées qui proviennent des fissures circonférentielles dans la zone de traction de la dalle dans la direction tangentielle et se propagent vers la zone de compression où la face inférieure de la dalle rencontre la zone chargée, qui est la face de la colonne si aucun chapiteau n'est prévu, comme le souligne la **Figure 3**:. Ces fissures perturbent les bielles de compression inclinées résistant au cisaillement, et l'une d'entre elles est appelée «fissure de cisaillement critique», qui intercepte la bielle de compression près de la zone chargée. Des fissures de cisaillement critiques plus larges générées par des rotations plus importantes de la dalle provoquent l'écrasement de la bielle de compression et entraînent une perte soudaine de résistance de la connexion dalle-colonne, ce qui se traduit par une rupture localisée de type fragile appelée «poinçonnement» (ou cisaillement bidirectionnel) [9].

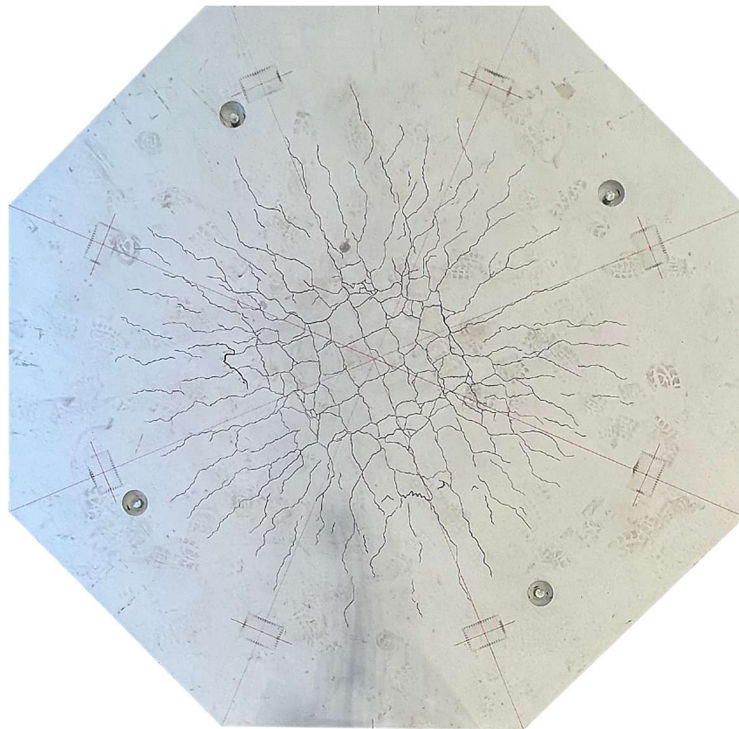


Figure 3: Exemple de fissures radiales et tangentielles dans une dalle en béton typique soumise à des charges concentrées © Hilti

Cependant, les dalles plates ne dépendent pas uniquement de la résistance du béton non fissuré dans la zone de compression, mais également de plusieurs autres facteurs pour résister au poinçonnement:

1. L'imbrication des granulats dû au déplacement tangentiel à la surface de la fissure.
2. Contraintes de traction résiduelles dans le béton à l'ouverture de la surface de la fissure.
3. Action d'ancrage de l'armature longitudinale dans la zone de traction.
4. Forces de traction et d'ancrage transférées par toute armature de poinçonnement.

Quoi qu'il en soit, la rupture résultant d'un déséquilibre entre les actions imposées et les forces de cisaillement internes laisse apparaître un **cône tronqué** autour de la colonne, comme l'illustrent les deux échantillons de la **Figure 4**..



Figure 4: Échantillons de dalles plates mettant en évidence la formation de fissures de cisaillement et le cône tronqué © Hilti

Plusieurs types d'armatures de cisaillement, le plus souvent des étriers, mais aussi des goujons à double tête, sont coulés à l'intérieur afin d'augmenter la résistance au cisaillement par poinçonnement de ces dalles. En fonction de la quantité et des détails des armatures de cisaillement, la rupture se produit lorsque les charges concentrées dépassent la résistance maximale au poinçonnement à l'intérieur ou à l'extérieur de la zone renforcée au cisaillement. Une armature de cisaillement insuffisante pour limiter la propagation des fissures critiques internes entraîne le fléchissement ou l'arrachement de l'armature de cisaillement ancrée à l'intérieur de cette zone. Une rupture peut se produire au-delà de la zone renforcée au cisaillement si celle-ci n'est pas suffisamment grande. Après avoir exclu les défaillances à l'intérieur et à l'extérieur de la zone renforcée au cisaillement, la résistance fournie par les bielles en béton limite la résistance maximale au poinçonnement de la dalle [10], comme le montre la **Figure 5**..

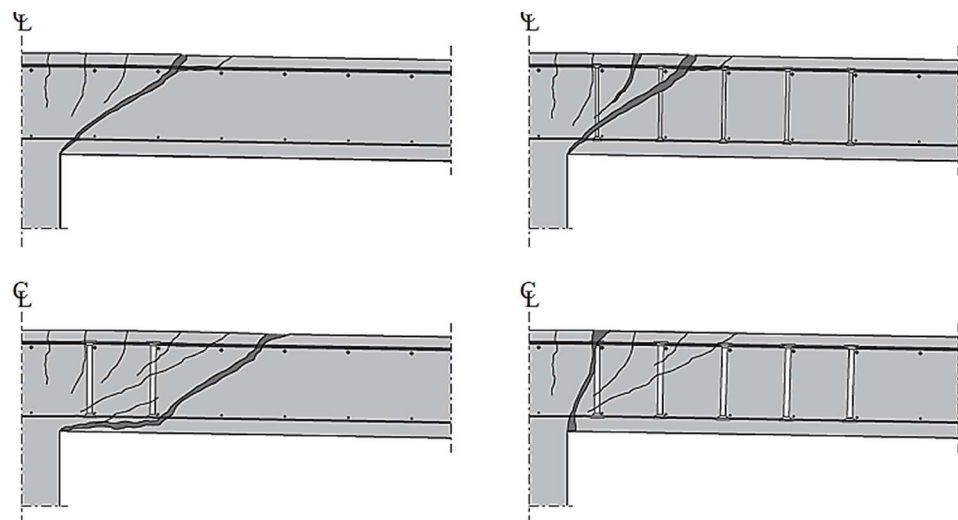


Figure 5: Modes de rupture au poinçonnement: (en haut à gauche) rupture sans armature de cisaillement; (en haut à droite) rupture à l'intérieur de la zone renforcée au cisaillement; (en bas à gauche) poinçonnement à l'extérieur de la zone renforcée au cisaillement; (en bas à droite) rupture de la bielle de compression à la résistance maximale, adapté de [9]

Parfois, la rupture au poinçonnement à un point de jonction entre une dalle et un poteau peut entraîner des ruptures similaires à d'autres endroits de la dalle où plusieurs zones chargées pénètrent dans la dalle de béton, compromettant ainsi son intégrité structurelle et entraînant un effondrement progressif qui présente de graves risques pour la sécurité des habitants, comme l'ont démontré plusieurs ruptures survenues dans le passé:

- 1995 – Le grand magasin Sampoong à Séoul, en Corée, a fait plus de 500 morts et plus de 900 blessés.
- 1997 – Le parking Piper Row à Wolverhampton, au Royaume-Uni, n'a heureusement fait aucune victime malgré son utilisation.
- 2004 – Un parking souterrain à Gretzenbach, en Suisse, a coûté la vie à sept pompiers.
- 2021 – Les tours Champlain en Floride ont coûté la vie à 98 résidents.

2.2.3 Modèles de résistance au poinçonnement

En fonction de la charge et du dimensionnement, la rupture au poinçonnement peut résulter des modes de rupture mentionnés précédemment et continue de faire l'objet d'efforts intenses pour approfondir l'étude de ce phénomène, ce qui a conduit à l'état actuel de la technique. Les études considèrent généralement un élément de dalle isolé qui représente la surface de la dalle entourée d'une colonne, délimitée par la ligne de contre-flexion pour les moments radiaux [11]. Le résultat de ces recherches a conduit au développement de plusieurs modèles [9], classés comme suit:

- Empirique ou semi-empirique.
- Basé sur la mécanique de rupture linéaire ou non linéaire.
- Basé sur la théorie de la plasticité.
- Mécanismes de défaillance cinématique.

Bien que chacun de ces modèles rende compte des mécanismes complexes de rupture, les modèles (semi-)empiriques sont les plus faciles à appliquer dans la pratique de la conception, car ils prennent suffisamment en compte les principaux paramètres influents (malgré les limites des données d'essai précédemment évaluées) et constituent la base des vérifications au poinçonnement avec et sans armature de poinçonnement dans les normes de dimensionnement telles que EN 1992-1-1:2004 [12]. Dans ces normes, pour que le modèle du treillis fonctionne de manière fiable au poinçonnement, toute armature de cisaillement doit entourer la membrure de compression (ou y être accrochée) comme un tirant afin de permettre le transfert des forces dans le nœud. Le respect de cette exigence est obtenu en pratique soit par les mécanismes d'adhérence et de résistance en traction du béton, soit, le plus couramment, par la formation d'appuis directs assurés par l'inclinaison et l'ancrage des armatures de cisaillement en présence ou non d'armatures longitudinales disposées dans la zone comprimée. [13].

3. Dimensionnement au poinçonnement d'éléments en béton

3.1 Principes généraux

La dimensionnement fait la distinction entre les éléments en béton avec et sans armature au poinçonnement, tels que les dalles de plancher soutenues par des poteaux et les poteaux reposant sur des semelles isolées et des semelles filantes, qui ont généralement des sections minces et sont soumis à des charges concentrées. Pour dimensionner ces deux types d'éléments, l'approche de conception décrite dans la première génération de la norme EN 1992-1-1:2004 [12] adopte une formulation empirique [14] similaire à l'approche utilisée pour les dalles et les poutres unidirectionnelles résistant au cisaillement. Les formulations sont pratiques et maintiennent un modèle de résistance cohérent pour les vérifications de la résistance au cisaillement et au poinçonnement, avec des différences mineures dans les paramètres de conception clés, la principale étant que l'angle variable de la bielle utilisée pour les vérifications de la résistance au cisaillement ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5$) est remplacé par un angle fixe de la bielle ($\tan \theta = 0.5$) pour les vérifications de la résistance au poinçonnement.

Les sections suivantes décrivent l'approche qu'un concepteur adopterait pour vérifier l'exigence relative à l'armature de poinçonnement à l'aide du texte commun de la section 6.4 de la norme EN 1992-1-1:2004. Cette section de l'Eurocode contient plusieurs paramètres déterminés au niveau national (NDP) et informations complémentaires non contradictoires (NCI) dans les annexes nationales (NA) spécifiques à chaque pays, telles que la norme allemande DIN EN 1992-1-1/NA [15] et la norme autrichienne ÖNORM B 1992-1-1 [16]. Le premier est traité ci-dessous en raison de sa nature nettement plus approfondie.

3.2 La zone chargée et la section de contrôle pour les dalles et les fondations

3.2.1 La zone chargée, u_0

Avant de procéder aux vérifications de résistance dans la norme EN 1992-1-1:2004, les sections 6.4.1 et 6.4.2 [12] exigent de connaître respectivement la longueur de la zone chargée, u_0 , et celle de la section de contrôle, u_1 , respectivement. En référence aux figures 6.12 et 6.13 de [12], la première concerne des zones spécifiques de l'élément de compression (colonne ou mur) sur lesquelles la charge est appliquée, généralement modifiées par la position de la colonne ou du mur par rapport à la dalle ou à la fondation; par exemple, toutes les faces d'une colonne ne sont pas chargées si celle-ci est positionnée au bord de la dalle.

Pour les poteaux rectangulaires à grande section (ratio d'aspect $a/b > 2$), la résistance au poinçonnement ne se développe pleinement que si la zone chargée est suffisamment petite pour générer une contrainte triaxiale dans le béton, ce qui implique que la résistance au poinçonnement ne se développera pas sur toute la section transversale du poteau, mais plutôt uniquement à certains endroits, séparant ainsi la section transversale en zones de cisaillement et de poinçonnement, comme l'illustre la **Figure 6:**

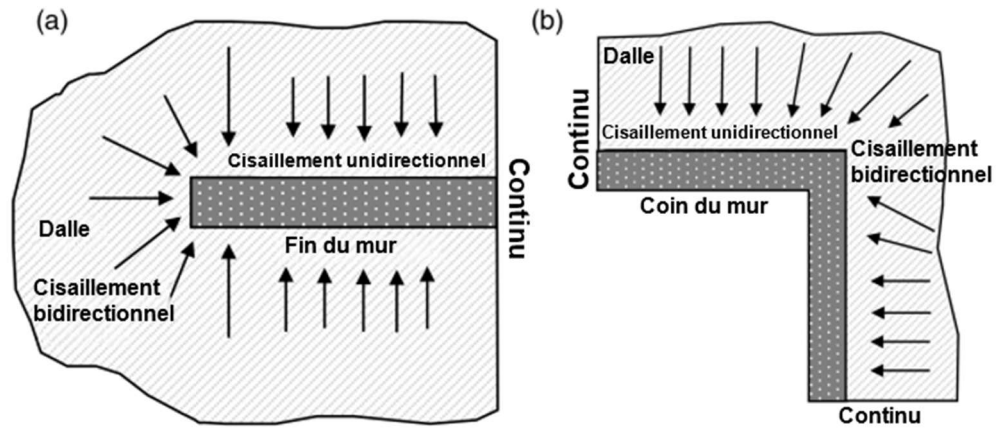


Figure 6: Forces de cisaillement et de poinçonnement transférées de la dalle aux extrémités des murs (à gauche) et aux angles des murs (à droite), tiré de la Figure 1 [17].

Bien que le texte commun de [12] ne contienne pas de telles dispositions, laissant aux concepteurs le soin d'utiliser leur propre jugement dans de tels cas, la norme DIN EN 1992-1-1/NA [15] fournit des recommandations supplémentaires en limitant la zone chargée à ce ratio d'aspect, après quoi la section 6.2.2 [15] peut être utilisée pour vérifier la résistance au cisaillement. De plus, l'annexe nationale applique un ratio de $u_0/d_{ef} \leq 12$ (c'est-à-dire $u_0/4 \leq 3d_{ef}$ par angle), où la profondeur effective de la dalle est d_{ef} , comme illustré par la **Figure 7**. Ce raisonnement s'applique également aux colonnes dotées d'une tête renforcée (également appelée «champignons à hauteur constante»).

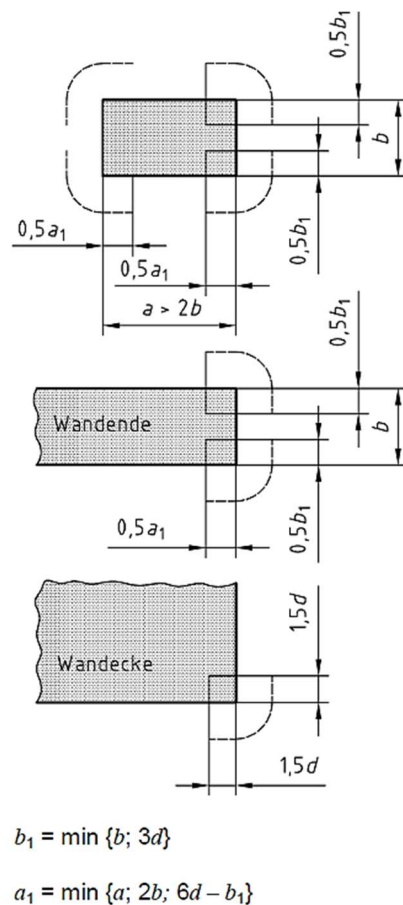


Figure 7: Zones chargées et sections de contrôle utilisées pour les vérifications au poinçonnement des grandes colonnes (en haut), des extrémités de murs (au centre) et des angles des murs (en bas), tiré de la Fig. NA.6.12.1 [15]

Les poteaux à section circulaire et $u_0/d_{ef} > 12$ suivent un raisonnement similaire, nécessitant des vérifications de la répartition des efforts de cisaillement sur la circonférence du poteau. Pour les vérifications au poinçonnement, cela nécessite toutefois des réductions du préfacteur empirique, $C_{Rd,c}$, qui seront abordées plus en détail dans les sections suivantes.

3.2.2 Périmètre du contour de contrôle, u_1

Pour les **dalles**, l'utilisation d'un angle de bielle fixe de $\tan \theta = 0.5$ implique que la section de contrôle pour la vérification de la résistance au poinçonnement est définie à une distance de $2d_{ef}$ du bord de la zone chargée et que sa longueur est de u_1 (ou u_{crit}). Conçu pour minimiser la longueur, il suit généralement la forme de la zone chargée, u_0 , déterminée dans la section précédente. Les exceptions comprennent les dalles en porte-à-faux au-delà du bord de la zone chargée. Comme l'illustre la figure 6.14 [12], la longueur de la section de contrôle, u_1 , est réduite par la présence d'ouvertures.

Pour les **fondations**, la longueur de la section de contrôle u_1 n'est pas fixée à $2d_{ef}$, mais plutôt à la longueur délimitée par une distance variable a_{crit} qui doit être déterminée de manière itérative en utilisant le plus petit rapport entre la contrainte de poinçonnement de dimensionnement et la résistance, $v_{Rd,c}/v_{Ed}$. La distance a_{crit} peut être fixée à $1.0d_{ef}$ à des fins de simplification pour les fondations minces présentant un rapport portée/profondeur de cisaillement $\lambda = a_\lambda/d_{ef} > 2$, où a_λ est le rapport entre la distance et le bord le plus petit (ou le point de contre-flexion) et d_{ef} est la profondeur effective [15]. La minceur des fondations a un impact proportionnel sur a_{crit} , une minceur plus élevée augmentant a_{crit} et diminuant la contrainte de poinçonnement de dimensionnement. À l'inverse, dans les fondations sur pieux où $\lambda = a_\lambda/d_{ef} \leq 2$, les inclinaisons plus prononcées de la fissure de rupture réduisent a_{crit} . Par conséquent, la proportion de la pression du sol s'opposant à la contrainte de poinçonnement nominale est affectée par la zone délimitée par a_{crit} .

3.2.3 Têtes de colonne

La section 6.4.2 de la norme EN 1992-1-1:2004 exige la vérification de la résistance au poinçonnement soit à l'intérieur et au-delà, soit uniquement au-delà de la tête de poteau, en fonction de son rapport d'élancement l_H/h_H (voir figure 6.17 [12]), les têtes de colonne sur chapiteau $l_H/h_H < 2$ nécessitant une vérification uniquement au-delà de la tête et les têtes de poteaux élancées $l_H/h_H \geq 2$ nécessitant une vérification à la fois à l'intérieur et au-delà de la tête.

La norme DIN EN 1992-1-1/NA réduit la limite d'élancement à $l_H/h_H < 1.5$ et introduit une vérification supplémentaire pour les têtes de poteaux dont le rapport d'élancement est compris entre $1.5 < l_H/h_H < 2.0$ afin d'exclure tout risque de défaillance lié à des inclinaisons de fissures comprises entre 30° et 35° , comme illustré ci-dessous dans la

Figure 8: Cela s'applique également aux vérifications des colonnes avec têtes sur fondations.

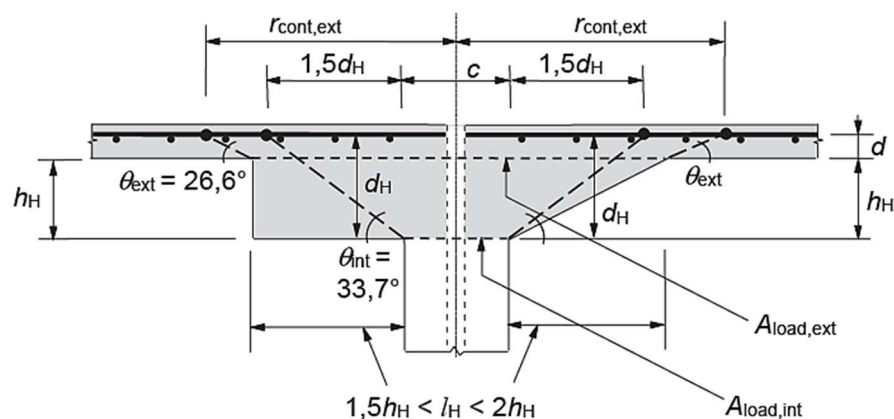


Figure 8: Vérification supplémentaire pour les têtes de colonnes dont le rapport d'élancement est compris entre $1.5 < l_H/h_H < 2.0$,

tiré de la Figure H6-33 [13]

3.3 Vérification de la résistance au poinçonnement selon la norme EN 1992-1-1 & DIN EN 1992-1-1/NA

3.3.1 Section de contrôle pour vérification

Comme mentionné précédemment dans la section 2.2.2 du présent document, les fissures de cisaillement inclinées se propagent depuis la zone de traction de la dalle vers la zone de compression où la face inférieure de la dalle rencontre la zone chargée. Étant donné que l'une de ces fissures, appelée fissure de cisaillement critique, intercepte la bielle de compression près de la zone chargée, elle détermine donc la section de contrôle utilisée pour vérifier la résistance de la bielle de compression.

Dans son texte principal, la norme EN 1992-1-1:2004, 6.4.3 (2) exige la réalisation de trois vérifications à différents points de contrôle, qui sont détaillés dans le **Tableau 1**: et comparés aux points de contrôle requis par la norme DIN EN 1992-1-1/NA.

Tableau 1: Sections de contrôle utilisées pour les vérifications au poinçonnement selon EN 1992-1-1 et DIN EN 1992-1-1/NA

	Section de contrôle utilisée dans:	
Vérification pour:	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
Résistance maximale au poinçonnement, $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$	u_0	u_1
Exigence relative à l'armature de poinçonnement, $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$	u_1	
Limites de l'armature de poinçonnement, $v_{Rd,cs} \leq k_{\max} v_{Rd,c}$		

Résumées dans le **Tableau 2**, l'effort de poinçonnement de dimensionnement, v_{Ed} , et les limites d'écrasement de la bielle $v_{Rd,max}$, ont déterminées par:

Tableau 2: Différences dans l'évaluation de l'effort de dimensionnement et de la résistance maximale selon les normes EN 1992-1-1 et DIN EN 1992-1-1/NA

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

3.3.2 Facteur d'excentricité de la valeur de charge, β

L'équation (6.38) de [12], tiré du **Tableau 2**, convertit la force de cisaillement nominale en contrainte au périmètre de contrôle. L'équation introduit un facteur d'excentricité de la valeur de charge, β , qui tient compte de la flexion uniaxiale ou biaxiale qui répartit de manière inégale la force de cisaillement et augmente la contrainte autour d'un côté du périmètre de contrôle. Il tient également compte de l'excentricité entre le centre de gravité de la colonne et le centre de gravité de la section de contrôle délimitée par u_1 .

La norme EN 1992-1-1:2004 distingue deux approches pour calculer le facteur β , appelées de manière approximative:

- «**Approximatif**»: les valeurs indiquées dans la norme EN 1992-1-1:2004, 6.4.3 (6) et dans les différentes annexes nationales ne sont valables que lorsque la stabilité latérale de la structure

ne dépend pas de l'action du cadre entre la dalle et les poteaux et que les deux portées ne diffèrent pas de plus de 25% en longueur, et sont tirées du

-
- **Tableau 3:**
-

Tableau 3: Valeurs approximatives du facteur d'excentricité de la valeur de charge pour EN 1992-1-1 et DIN EN 1992-1-1/NA

Norme de dimensionnement/ Annexe nationale	Valeurs approximatives de β				
	Colonne interne	Colonne latérale	Colonne d'angle	Angle de mur	Extrémité du mur
EN 1992-1-1	1.15	1.4	1.5	-	
DIN EN 1992-1-1	1.10			1.20	1.35

- **«Affiné»:** des valeurs plus précises du facteur d'augmentation de la charge sont évaluées à l'aide d'une approche de répartition des contraintes de cisaillement entièrement plastique. Ici, une certaine partie du moment, M_{Ed} , génère des contraintes de cisaillement supplémentaires dans la section de contrôle, amplifiées davantage par l'augmentation de la dimension de la colonne perpendiculairement à l'axe du moment, c_1 , augmente également les contraintes de cisaillement dans la section de contrôle, comme le montre la figure 6.19 de [12], tiré de la **Figure 9**: La partie restante du moment est transférée dans la colonne par flexion et torsion. Le moment de résistance, W_1 , est déterminé le long de la section de contrôle, u_1 , selon l'Eq. (6.40) [19]. Tiré du **Tableau 4**, DIN EN 1992-1-1/NA introduit l'Eq. (NA.6.39.1) qui permet une évaluation précise du facteur β en cas d'excentricité biaxiale sous forme de somme vectorielle, comme le montre le **Tableau 4**.

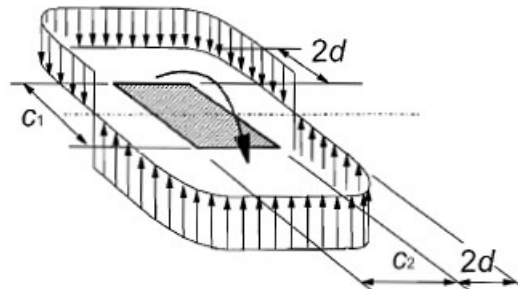


Figure 9: Répartition des efforts de cisaillement à partir des moments déséquilibrés avec la portée, c_1 , perpendiculaire à l'axe du moment, d'après la fig. 6.19 [12]

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

Tableau 4: Évaluation du facteur d'excentricité de la valeur de charge selon la norme EN 1992-1-1 et DIN EN 1992-1-1/NA

3.3.3 Vérification sans armature de poinçonnement

La norme EN 1992-1-1:2004, 6.4.4 contient la vérification suivante de la résistance des dalles et des fondations sans armature de poinçonnement, les NDP de la norme DIN EN 1992-1-1 étant indiqués en gras et en rouge et détaillés dans le **Tableau 5**. Ainsi, pour les dalles:

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

Paramètre	EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
$C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	<p>Dalles en général: $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$</p> <p>Pour les colonnes intérieures avec $\frac{u_0}{d_{ef}} < 4$: $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \left(0.1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0.6 \right)$</p> <p>Fondations: $C_{Rd,c} = 0.15/\gamma_c$</p> <p>Colonnes circulaires à dalle avec $\frac{u_0}{d_{ef}} > 12$: $C_{Rd,c} = \left(\frac{12d}{u_0} \right) \cdot \frac{0.18}{\gamma_c} \geq \frac{0.15}{\gamma_c}$</p>
v_{min}	$v_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	<p>Pour $d_{ef} \leq 600 \text{ mm}$, $v_{min} = \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$</p> <p>Pour $d_{ef} > 800 \text{ mm}$, $v_{min} = \frac{0.0375}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$</p> <p>Terpolation linéaire autorisée pour $600 \text{ mm} \leq d_{ef} < 800 \text{ mm}$</p>
k_1		$k_1 = 0,10$

Tableau 5: Paramètres déterminés au niveau national (NDP) pour l'équation (6.47) dans les normes EN 1992-1-1 et DIN EN 1992-1-1/NA

Pour les **fondations**, $V_{Rd,c}$ est modifié par le rapport $2d_{ef}/a_{crit}$ qui résulte des dimensions plus compactes, en particulier des semelles isolées, et de l'interaction entre celles-ci et le sol, ce qui entraîne:

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

La distance au périmètre de contrôle, a_{crit} , est déterminée de manière itérative en utilisant le plus petit rapport de $v_{Rd,c}/v_{Ed}$, et offre la possibilité de déduire la totalité de la pression du sol, σ_{gd} , dans la force nette ascendante, ΔV_{Ed} , dans l'Eq. (6.48) [12] pour calculer $V_{Ed,red}$. Il en résulte une résistance au poinçonnement plus élevée qu'avec une approximation. Détaillé dans [15] pour les fondations minces et sur pieux ($\lambda = a_\lambda/d_{ef} > 2$), un calcul simplifié utilisant $a_{crit} = 1.0d_{ef}$ peut être utilisé à la place, mais ne permet de déduire que la moitié de la pression du sol dans ΔV_{Ed} . Pour évaluer la minceur, a_λ utilise soit la plus petite distance entre le bord de la colonne et le bord de la fondation, soit la plus petite distance jusqu'au point d'inflexion (généralement $0.22L_x$). Dans les deux cas, l'effet favorable de la pression du sol n'agit que dans la zone délimitée par a_{crit} , comme le montre la **Figure 10**:

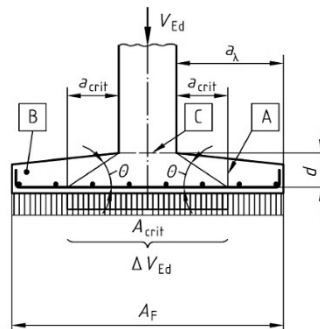


Figure 10: Réduction de la pression du sol à l'intérieur de la zone délimitée par la section de contrôle, A_{crit} , tiré de la Fig. NA.6.21.1 [15]

3.4 Conception avec armature de poinçonnement selon EN 1992-1-1 & NA-DE

Une caractéristique clé du dimensionnement au poinçonnement qui la distingue du dimensionnement au cisaillement des poutres et des dalles portante dans une ou deux directions est que lorsque le béton seul ne peut pas résister aux efforts de poinçonnement, toute armature de poinçonnement prévue complètera cette résistance. Sur la base des modèles bielles-tirants, les normes de dimensionnement telles que EN 1992-1-1:2004 et ses annexes nationales prescrivent qu'une certaine résistance du béton peut être activée.

La mise en place d'armatures de poinçonnement, notamment au moyen d'étriers, mais aussi de goujons à double tête, est la solution la plus appropriée pour améliorer la résistance et la déformation des dalles plates. En fonction de la quantité et des détails des armatures de cisaillement, trois modes de rupture distincts régissent le dimensionnement:

1. Rupture à l'intérieur de la zone renforcée au cisaillement.
2. Défaillance due à l'écrasement des bielles de compression.
3. Rupture en dehors de la zone renforcée au cisaillement.

3.4.1 Rupture à l'intérieur de la zone renforcée au cisaillement, $V_{Rd,cs}$

Là où le dimensionnement exige une armature de poinçonnement, la quantité d'armature est déterminé par plusieurs facteurs:

1. Contribution du béton sans armature de poinçonnement, $V_{Rd,c}$.
2. Section minimale par élément de renfort (p. ex. étrier) pour éviter la plastification de l'armature de cisaillement lorsque les premières fissures de cisaillement apparaissent, $A_{sw,min}$.
3. Mature totale de poinçonnement requise par périmètre pour supporter la charge de dimensionnement, $A_{sw,crit}$.
4. Inclinaison de l'armature prévue, θ .
5. Profondeur effective de la section, d_{ef} .
6. Espacement radial entre les périmètres, s_r , en tant que fonction de d_{ef} .

La norme EN 1992-1-1:2004 détermine la quantité d'armature de poinçonnement à l'aide du «modèle bielles-tirants» ou du «modèle des champs de contraintes», en utilisant une inclinaison fixe plus faible des bielles d'environ 33° (à partir de $\cot \theta = 1.5$). Ainsi:

- Limite d'élasticité de calcul efficace: $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$ (3)

- Force efficace par étrier: $F_{sw,i} = A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}$ (4)

- Nombre d'étriers par périmètre: $A_{sw,i} = n \cdot A_{sw}$ (5)

- Forces dans tous les étriers à u_1 : $V_{Rd,s} = f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,crit} \cdot \frac{d_{ef} \cdot \cot \theta}{s_r}$ (6)

- Si les étriers sont inclinés ($\alpha \neq 90^\circ$): $V_{Rd,s} = \left[1.5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,crit} \cdot \frac{d_{ef}}{s_r} \right] \cdot \sin \alpha$ (7)

- Avec la contribution du béton: $V_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c}(u_1 d_{ef}) + \left[1.5 f_{ywd,ef} A_{sw,crit} \frac{d_{ef}}{s_r} \right]$ (8)

- Armature de cisaillement minimum: $A_{sw,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.5(f_{ywd} \gamma_s)} (s_r \cdot s_{t,max})$ (9)

La quantité requise d'armature de poinçonnement dans l'équation (8) peut être déterminée en égalisant $V_{Rd,cs} = V_{Ed}$ et en réorganisant l'équation pour évaluer directement le renforcement total requis, $A_{sw,crit}$:

$$A_{sw,crit} = \frac{V_{Ed} - 0.75 v_{Rd,c}(u_1 d_{ef})}{1.5 f_{ywd,ef} \left(\frac{d_{ef}}{s_r} \right)} \quad (\text{mm}^2) \quad (10)$$

Pour les dalles et les fondations, ce renfort doit ensuite être placé dans tous les périmètres de renforcement à l'intérieur de la zone renforcée au cisaillement.

La norme **DIN EN 1992-1-1/NA** [15] introduit plusieurs dispositions supplémentaires à la section 6.4.5 de [12]:

1. L'impact favorable de toute précontrainte, σ_{cp} , pris en compte dans $v_{Rd,c}$ à partir de l'équation (1) est limité à $0.5 \cdot k_1 \cdot \sigma_{cp}$, où σ_{cp} ne peut être supérieur à 2 MPa, ce qui donne:

$$V_{Rd,cs} = 0.75 \left[v_{Rd,c} + 0.5 \cdot k_1 \cdot \min(\sigma_{cp}; 2) \right] \cdot (u_1 d_{ef}) + \left[1.5 f_{ywd,ef} A_{sw,crit} \frac{d_{ef}}{s_r} \right] \quad (\text{kN}) \quad (11)$$

2. Augmentation de l'armature de poinçonnement requise dans les deux premiers périmètres d'armature par rapport à la même armature: les facteurs d'amplification $\kappa_{sw,1} = 2.5$ et $\kappa_{sw,2} =$

1. 4, sont appliqués à $A_{sw,crit}$ uniquement aux **premier** et **deuxième** périmètres d'armature, respectivement.
3. La vérification du poinçonnement des fondations utilise une approche modifiée afin de refléter les **inclinaiions plus prononcées** des fissures de cisaillement, ce qui nécessite que la zone renforcée au cisaillement et toute armature de poinçonnement soient plus proches du support. Cette approche exclut toute contribution à la résistance au poinçonnement du béton, $v_{Rd,c}$, et inclut uniquement la contribution de l'armature de poinçonnement prévue dans les deux premières rangées, $A_{sw,1+2}$, qui est répartie de manière égale entre les deux périmètres qui doivent être positionnés entre $0.3d_{ef}$ et $0.8d_{ef}$ à partir de la face d'appui. Les périmètres de renforcement supplémentaires (troisième, quatrième, etc.) ne contribuent pas à la résistance globale et ne nécessitent donc que la mise en place de **33%** de $A_{sw,1+2}$ par périmètre. Ainsi:

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

3.4.2 Défaillance due à l'écrasement des bielles de compression de béton, $V_{Rd,max}$

Similaire aux dispositions de dimensionnement pour le cisaillement unidirectionnel dans 6.2.2 [12], la résistance maximale au poinçonnement avec et sans armature de poinçonnement, $v_{Rd,max}$ est limitée à la résistance des bielles de compression à la périphérie du support, u_0 , et se compose de la résistance à la compression de dimensionnement du béton, f_{cd} , et du facteur de réduction de la résistance du béton fissuré au cisaillement, v , d'après l'équation (6.6N): [12]

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

Étant donné que l'équation (13) surestime considérablement la résistance maximale au poinçonnement [18], l'amendement A1 de 2014 à la norme EN 1992-1-1:2004 [19] a ajouté une limite supplémentaire à la résistance au poinçonnement des dalles et des fondations **avec** armature de poinçonnement, sous la forme d'un facteur $v_{Rd,c}$ (évalué à la section de contrôle u_1), ce qui donne:

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

Remarque 1: Le facteur marqué en rouge (1,5) est un paramètre défini au niveau national et diverses annexes nationales peuvent définir des valeurs plus élevées.

La norme DIN EN 1992-1-1/NA introduit plusieurs modifications conformément à l'équation (14) qui détermine la résistance maximale au poinçonnement comme un facteur de la résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement évaluée à la section de contrôle, u_1 . Pour les dalles minces, la rupture des bielles de compression près de la périphérie de la zone d'appui n'est pas aussi déterminante que la rupture de la zone de compression du béton, car la contrainte triaxiale est fortement influencée par la rotation de la dalle et la largeur de fissure admissible, qui sont toutes deux contrôlées par le pourcentage d'armature longitudinale, ρ_l . De plus, la faible profondeur de la zone de compression et le confinement incomplet de l'armature de poinçonnement à la périphérie de la zone chargée provoquent l'effritement de la couverture de béton bien avant que la résistance maximale à la compression ne soit atteinte [18]. Éq. (NA.6.53.1) de la norme DIN EN 1992-1-1/NA limite ainsi la résistance maximale à:

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

Remarque 2: Bien que cela ne soit pas explicitement spécifié dans la norme EN 1992-1-1:2004, l'évaluation de $v_{Rd,max}$ lon la norme DIN EN 1992-1-1/NA ne peut pas tenir compte de la contribution de la contrainte axiale, σ_{cp} , en raison d'un manque de preuves expérimentales.

Pour les fondations, la section de contrôle, u_1 , n'est pas déterminée à $2d_{ef}$, mais de manière itérative à a_{crit} pour toutes les vérifications, y compris pour $v_{Rd,max}$.

3.4.3 Rupture en dehors de la zone renforcée au cisaillement, $V_{Rd,c,out}$

Il est essentiel de déterminer l'étendue de la zone renforcée au cisaillement afin d'éviter toute rupture par poinçonnement en dehors de cette zone. L'ajout de rangées supplémentaires élargit la zone jusqu'à ce que le béton puisse, à lui seul, résister à la force appliquée. Ainsi, la résistance fournie par le béton au périmètre extérieur, $V_{Rd,c,out}$, est déterminée par:

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

L'étendue de cette zone est déterminée par la distance entre la zone d'appui, u_0 , et le périmètre extérieur où un renforcement au poinçonnement n'est **pas** nécessaire, u_{out} . La longueur de ce dernier est déterminée en égalisant $\beta V_{Ed} = V_{Rd,c,out}$ et en réorganisant l'équation. (16):

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

Comme mentionné précédemment dans la Section 3.4.1 et l'équation (8), une inclinaison fixe de la bielle d'environ 33° (à partir de $\cot \theta = 1,5$) signifie que le périmètre de renforcement le plus éloigné du support doit être positionné à une distance maximale de u_{out} de u_0 , comme le montre la Figure 11. La valeur de k dans le texte principal de la norme EN 1992-1-1:2004 et dans la plupart des annexes nationales est de 1,5.

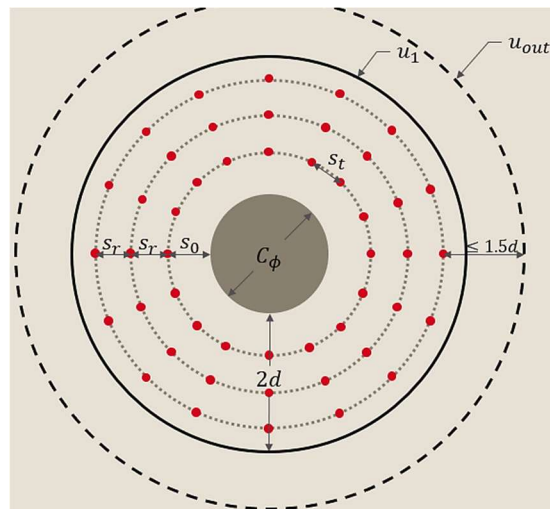


Figure 11: Image schématique d'une disposition d'armatures de poinçonnement, avec le périmètre de renfort le plus extérieur situé à une distance «1,5 d».

Il est possible de déterminer la résistance et le nombre requis de périmètres de renforcement à l'aide de deux approches distinctes:

1. La longueur de u_{sortie} est évaluée selon l'équation (17) et le nombre requis de périmètres de renforcement est ensuite déterminé en utilisant l'espacement radial maximal, $s_r = 0,75 d_{ef}$, qui maximise également le renforcement par périmètre (voir équation (10)), mais optimise les périmètres requis.
2. Dans cette approche plus itérative, un espacement radial approprié $s_r \leq 0,75 d_{ef}$ est choisi et un périmètre extérieur, u_{out} , est positionné à $1,5 d_{ef}$ au-delà de chaque périmètre de renforcement et une vérification est effectuée pour s'assurer que $\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out}$ (voir Éq. (16)). D'autres périmètres de renforcement sont mis en place jusqu'à ce que la vérification soit réussie.

Quelle que soit l'approche adoptée, au moins deux périmètres de renforcement doivent être prévus [13].

L'annexe nationale DIN EN 1992-1-1/NA introduit des modifications mineures à l'évaluation de la résistance au cisaillement $v_{Rd,c,out}$ utilisée dans l'équation (17) en remplaçant les variables $C_{Rd,c}$ et k_1

figurant dans l'équation (1) par celles figurant dans la NDP à 6.2.2 (1) [15] pour les dalles à appuis linéaires, ainsi:

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

4. Approches pour renforcer les éléments déficients au poinçonnement

Une grande majorité des bâtiments à structure en dalles plates construits au cours des 50 à 70 dernières années doivent aujourd'hui être renforcés au poinçonnement pour plusieurs raisons, notamment des erreurs de conception ou d'exécution initiales, la détérioration environnementale/corrosion, les changements d'utilisation, etc. Le fait de ne pas avoir suffisamment pris en compte ces raisons en mettant en œuvre les techniques de renforcement appropriées a entraîné quelques épisodes notables de défaillances à travers le monde, sous forme d'effondrements partiels ou totaux [20], mentionnés précédemment dans la section 2.2.2.

Cinq paramètres clés régissent la résistance d'une dalle ou d'une fondation en béton au poinçonnement:

- Résistance caractéristique en compression du béton, f_{ck} .
- La hauteur utile de la dalle, d_{ef} , distance entre la fibre de compression et l'armature tendue
- Taille du support, u_0 , et périmètre de contrôle, u_1 .
- Pourcentage d'armature longitudinale, ρ_l .
- Aire de la section d'armature de poinçonnement dans chaque périmètre de renforcement, A_{sw} .

Les différentes méthodes ou interventions normalement utilisées pour renforcer les éléments individuels en béton améliorent la résistance au cisaillement des éléments, mais impliquent un compromis en matière de caractère invasif, de coût, de disponibilité et d'autres paramètres secondaires. Bien que l'amélioration d'un ou plusieurs de ces paramètres renforce la résistance au poinçonnement, la résistance du béton (a) dans une structure existante ne peut être modifiée *a posteriori*. Il est généralement impossible d'ajouter de nouveaux supports, car ceux-ci devront transférer la charge vers les fondations tout en imposant des charges à d'autres éléments qui pourraient également nécessiter un renforcement. Selon les exigences fonctionnelles, l'amélioration d'un ou plusieurs des paramètres (b) à (f) en utilisant différentes interventions est possible, comme nous verrons dans les sous-sections suivantes. Généralement, seule une partie des interventions de renforcement est réalisée avec des produits brevetés, et le plus souvent, les solutions sont adaptées au projet en question et combinées lorsque cela est possible.

4.1 Augmentation de l'épaisseur de la dalle

L'utilisation d'un **surbéton (recouvrement en béton)** augmente la hauteur de la section, h , et la hauteur utile, d_{ef} , des dalles de plancher et des fondations. Comme illustré dans la **Figure 12**, cette approche améliore simultanément la résistance à la flexion et la rigidité, permettant de réduire en même temps la déformation. Elle est utile quand la résistance au poinçonnement n'est pas l'unique défaillance à résoudre. Dans les scénarios où les éléments doivent être renforcés uniquement au poinçonnement, les deux approches peuvent présenter des désavantages remarquables:

- Le recouvrement en béton constitue un poids supplémentaire important, agissant sur d'autres éléments dans la descente de charge, y compris les fondations.
- En outre, l'augmentation de la hauteur utile est inférieure à l'épaisseur du surbéton, la hauteur utile résultante étant située au niveau du centre de gravité de l'ensemble des armatures de flexion, tant dans le béton existant que dans la surépaisseur, c'est-à-dire en dessous des armatures de flexion de la surépaisseur.

Exemples de solutions dans la pratique courante:

Hilti HCC-: HCC-K, HCC-B, HCC-HUS4 et HCC-U.

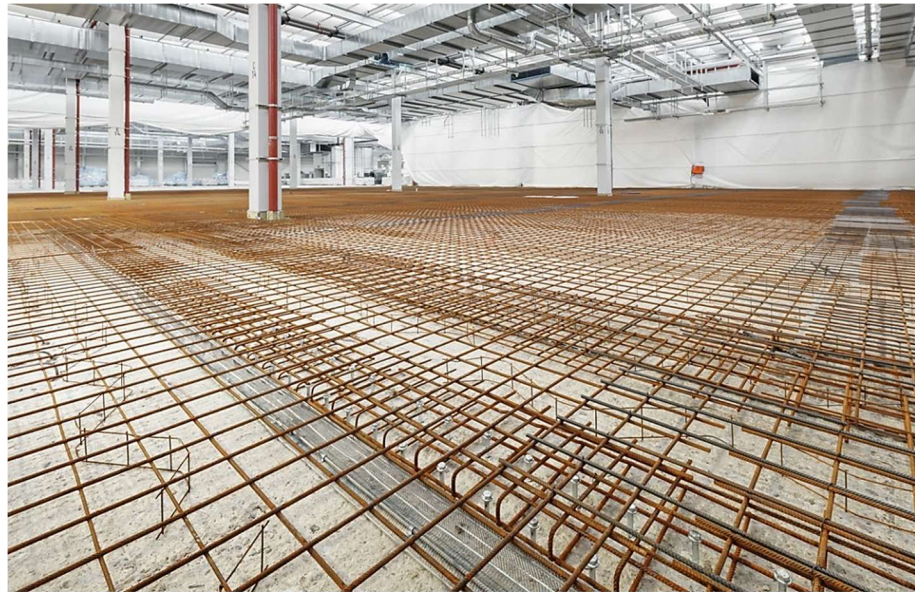


Figure 12: Exemple de renforcement à posteriori utilisé dans les recouvrements en béton

4.2 Augmenter la taille du support de la zone

L'augmentation de la taille du support (colonne ou mur) à l'aide d'une **enveloppe en béton**, comme illustré à la **Figure 13**, augmente la rigidité et la résistance à la compression de la colonne, ce qui est utile lorsque des charges supplémentaires, telles que celles résultant d'un changement d'utilisation, nécessitent le renforcement de la colonne existante. Un support plus large répartit la valeur de charge concentrée, V_{Ed} , sur une plus grande superficie, A_{load} , et réduit par conséquent l'effort de poinçonnement de dimensionnement, V_{Ed} . Pour que cette technique soit efficace, la taille de la colonne ou du mur agrandi doit augmenter considérablement le périmètre de la colonne. u_0 , et ainsi la section de contrôle, u_{crit} .

Cependant, le simple fait d'augmenter la section transversale des poteaux pour accroître leur résistance au poinçonnement nécessite également d'agrandir les poteaux des étages inférieurs et de percer des trous dans la dalle afin de pouvoir positionner les armatures longitudinales, qui doivent ensuite être solidement ancrées dans les fondations. Une approche plus efficace pour augmenter la surface d'appui consiste à utiliser des colliers en acier post-installés (composés de profilés) ou des têtes de colonnes en béton (ou champignon), comme le montre la

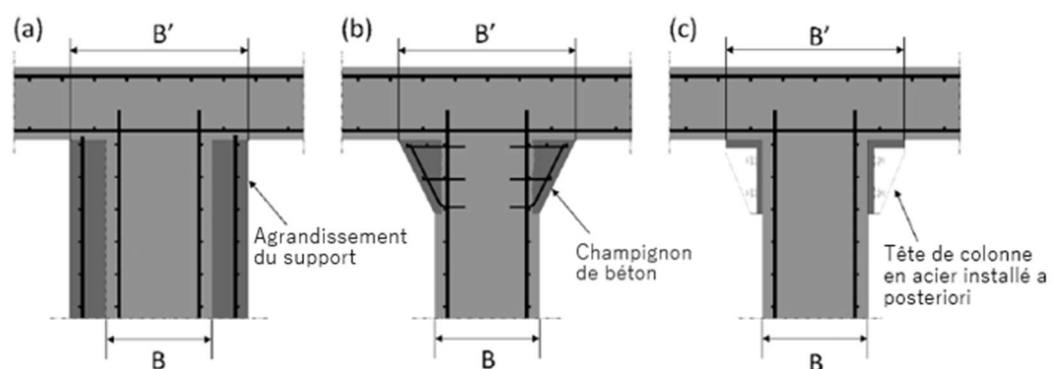


Figure 14:.

Exemples de solutions dans la pratique courante: tête de colonne en acier ou en béton installé à posteriori ou champignon; chemisage en béton de la colonne.

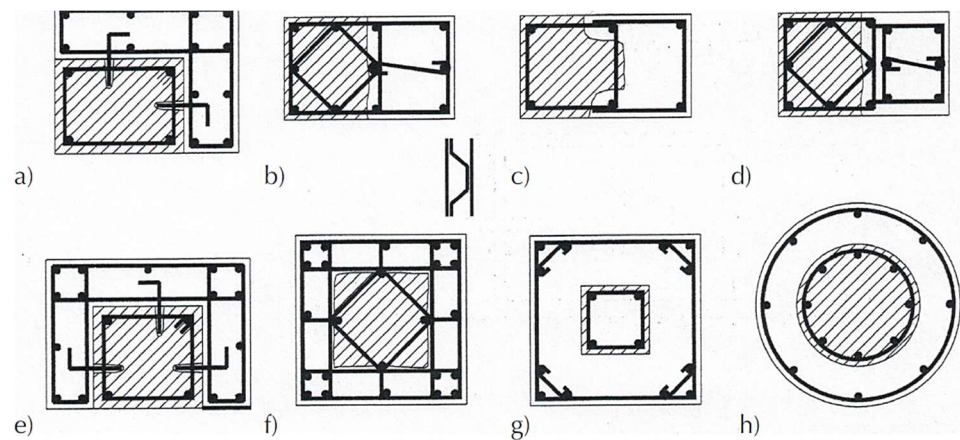


Figure 13: Exemples d'un chemisage de béton, tiré de [2]

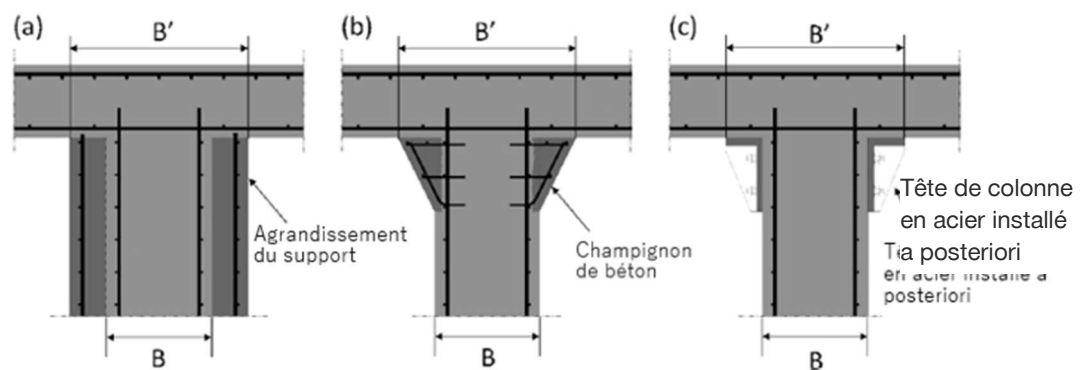


Figure 14: Amélioration de la résistance au poinçonnement grâce à: (a) chemisage des colonnes; (b) le bétonnage d'une nouvelle tête de colonne; (c) la pose ultérieure d'une nouvelle tête en acier, tiré de [21]

4.3 Augmentation de la résistance à la flexion

L'augmentation du pourcentage d'armature de flexion améliore la rigidité de la section et réduit la largeur des fissures en améliorant l'imbrication des granulats sur les fissures, et réduit la rotation de la dalle, ce qui augmente à son tour la résistance au cisaillement. Comme le montre la **Figure 15**, des améliorations de l'armature de flexion sont possibles en appliquant des stratifiés collés ou en installant une armature près de la surface proche des supports où la demande de flexion est la plus élevée. L'armature consiste dans ce cas en des polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) ou fibres de carbone (PRFC), ou en des plaques d'acier.

L'augmentation de la résistance à la flexion aura un effet «sous-proportionnel» sur la résistance au cisaillement. Par exemple, doubler le pourcentage d'armature de flexion selon l'éq. (6.47) de la norme EN1992-1-1:2004, permet d'obtenir la résistance au cisaillement, $V_{Rd,c}$, augmente de maximum 26% seulement. De plus, la capacité de déformation est réduite en raison de la rigidité plus élevée qui augmente le risque d'effondrement progressif.

Exemples de solutions dans la pratique courante: lamelles CFK collées ou fixées mécaniquement, plaques et barres en acier à mémoire de forme, renforts montés près de la surface.

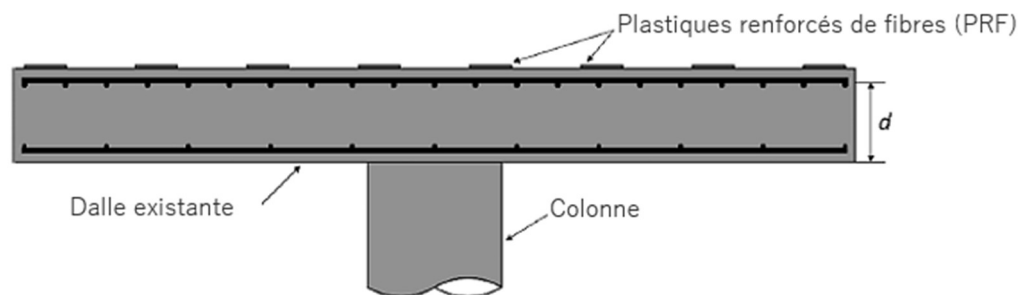


Figure 15: Coupe transversale d'une dalle renforcée à l'aide de bandes en PRF, tiré de [22]

4.4 Augmentation de la résistance au poinçonnement à l'aide d'une armature en acier

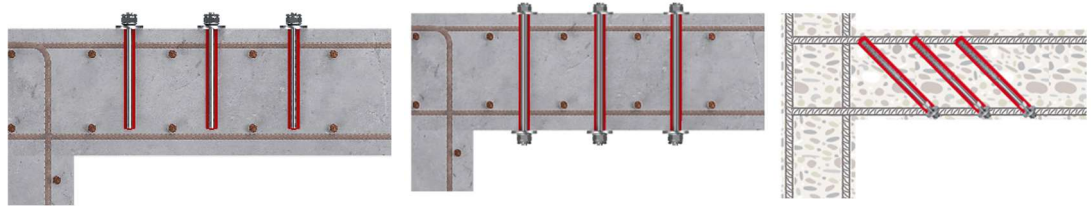
Une solution alternative implique de percer à travers l'élément de béton, sur les deux côtés, puis de fixer des tiges filetées d'acier au moyen d'écrous et de rondelles, sous forme de boulonnage traversant. Il est essentiel de remplir l'espace annulaire entre la tige filetée et le forage avec un mortier adéquat pour activer l'armature quand le béton commence à fissurer. Cela permet de maintenir la largeur des fissures dans les limites de fonctionnement et d'éviter la corrosion de l'armature, ce qui est crucial pour garantir la durée de vie prévue de la conception. Comme c'est le cas pour un renforcement d'armatures a posteriori, le forage à travers un élément de béton comporte un risque de couper ou d'endommager l'armature longitudinale, particulièrement dense près des supports (normalement des supports rigides) où les exigences de flexion sont élevées. Il est possible d'atténuer ce risque en utilisant des détecteurs d'armature qui aident à localiser l'armature de flexion des deux côtés de l'élément, avant de commencer le forage.

Dans la plupart des cas, cependant, il n'est pas possible ou souhaitable de percer la dalle en raison de problèmes liés à un manque d'accessibilité ou à la volonté de préserver l'esthétique intérieure, ce qui résulte en une implantation des éléments de renfort d'un seul côté. C'est une approche moins invasive que le forage à travers toute la longueur de la section de béton, mais à une condition: les règles détaillées de l'ensemble des normes modernes, telles que la section 9.2.2 de la norme EN1992-1-1, exigent une armature de cisaillement standard, comme des étriers pour encapsuler et maintenir l'armature longitudinale ou, au moins, des ancrages sur ou au-delà des couches de l'armature longitudinale. Cela signifie que les seules défaillances possibles sont la déformation de l'acier ou l'écrasement des bielles de compression. Toutefois un tel ancrage peut ne pas être possible ici, et il faudra de ce fait vérifier l'ancrage et l'installation, moyennant généralement des tests spécifiques, là où cela est possible.

Solutions Hilti actuellement disponibles: **Figure 16:** montre trois options différentes d'utilisation des tiges **HZA-P** et **HAS-U** enrobées d'époxy RE 500, soit partiellement (HZA-P et HAS(-U)), soit sur toute la hauteur de la section (HAS(-U) uniquement).

Exemples de solutions dans la pratique courante: Lamelles PRFC, boulons traversant la dalle, vis à béton installées d'un côté, chevilles adhésives/à verrouillage de forme installées d'un côté.

Figure 16: Augmentation de l'armature de cisaillement en utilisant: (à gauche) des tiges HAS(-U) partiellement incorporées perpendiculairement à la surface de la poutre; (au centre) des tiges HAS(-U) boulonnées perpendiculairement sur toute l'épaisseur de la poutre;



et (à droite) des tiges HZA-P partiellement incorporées avec une inclinaison par rapport à la surface de la poutre

4.5 Solutions & associations spéciales

Quand les valeurs de charge sont particulièrement élevées, des solutions spéciales ou des combinaisons de solutions précitées peuvent être appliquées. Un exemple de solution spécifique sont les lamelles en fibres de carbone installées au travers de deux trous inclinés, et précontraints, contrairement à l'installation normale sans trous.

La Figure 17: montre un autre exemple qui peut améliorer significativement la résistance au poinçonnement, en combinant l'armature de poinçonnement installée a posteriori avec un recouvrement de béton. Une autre combinaison qui n'augmente pas l'épaisseur de la dalle ou de la fondation peut inclure des lamelles en fibres avec une armature de poinçonnement installée a posteriori afin de répondre aux exigences respectives en matière de flexion et de cisaillement. Des vérifications supplémentaires de la compatibilité des contraintes peuvent être nécessaires pour garantir que le système se comporte comme prévu.

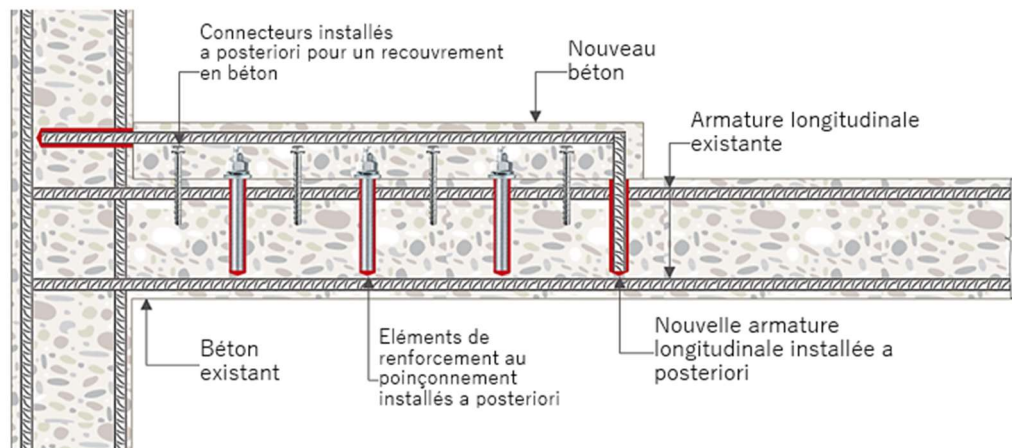


Figure 17: Exemple d'une solution spéciale combinant l'armature de poinçonnement installée a posteriori avec une couche de recouvrement en béton (la couche peut s'étendre sur toute la longueur de la dalle existante)

5. Aperçu des qualifications de l'armature de poinçonnement installée a posteriori

Tandis que les systèmes d'armature de poinçonnement coulés sont largement appliqués dans le secteur de la construction, l'utilisation d'éléments en acier *installés a posteriori* pour renforcer des éléments en

béton déficients au poinçonnement n'est actuellement couverte par aucun document d'évaluation européen (DEE) existant ni harmonisée dans le cadre d'une norme européenne (NEh). Ce genre de système exige par conséquent une qualification appropriée pour l'évaluation de la performance en matière de dimensionnement et d'utilisation pour la résistance au poinçonnement. Dans un tel scénario, l'annexe D de la norme EN 1990:2002 [23] fournit des conseils de pointe pour calibrer, par une combinaison de tests et de modélisation, une équation de conception cohérente avec les niveaux de fiabilité de la norme EN 1990.

Selon l'évaluation technique européenne (ETE)-20/0541 [24], la combinaison d'un mortier époxy HIT-RE 500 V4 et de tiges en acier au carbone et en acier inoxydable HAS(-U) avec le set de remplissage Hilti a été évaluée et qualifiée pour l'utilisation en tant que fixation dans le béton. Cependant, l'utilisation en tant que système de renforcement installé perpendiculairement à l'axe longitudinal des dalles et des fondations pour améliorer leur résistance au poinçonnement n'avait pas été examinée auparavant. Par conséquent, un plan d'essai complet a été mis en œuvre afin d'évaluer le comportement de cette solution innovante de renforcement au poinçonnement et de déterminer l'influence des principaux paramètres déterminants, tels que:

1. Le diamètre, l'espacement et la longueur d'installation des tiges,
2. La profondeur de l'élément en béton, et
3. La résistance du béton.

Des tests supplémentaires ont examiné la robustesse du système sous des scénarios pratiques impliquant des conditions d'installation défavorables, telles que, mais sans s'y limiter, l'excentricité de positionnement et l'inclinaison accidentelle lors de l'installation des tiges, ainsi que la présence de fissures de cisaillement existantes sous les valeurs de charge de service. Cette campagne expérimentale extensive a permis la vérification d'un modèle de résistance au poinçonnement sous le respect de la procédure d'évaluation de la fiabilité décrite dans l'annexe D de la norme EN 1990, dont résulte une équation de dimensionnement conforme à la norme EN 1992-1-1:2004, détaillée dans la section suivante.

L'ensemble de la campagne expérimentale conduite à la Ruhr Universität Bochum (**RUB**) a été évalué et vérifié pour son aptitude à l'application par le DIBt, qui a accordé au système un permis général de construction technique, **aBG Z-15.5-387** [25], répondant ainsi à l'exigence nationale pour les travaux de construction en vertu du *MVV TB*, ou *Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen*. Le **MVV TB** sert de modèle pour les Dispositions administratives – Règles techniques de construction implantées au niveau fédéral en Allemagne.

6. Approche de dimensionnement et de détail avec le système de renforcement au poinçonnement HIT-Punching

La nouvelle solution de *renforcement au poinçonnement HIT-Punching* de Hilti implique le mortier HIT-RE 500 V4 et des tiges filetées HAS ou HAS-U avec le set de remplissage Hilti, des écrous et rondelles. L'installation de cette solution s'apparente à la pose d'un ancrage scellé: il s'agit de forer à un emplacement fixe perpendiculairement à la surface du béton, de nettoyer les trous de forage, puis d'injecter le mortier et d'insérer les tiges. Une fois le mortier durci, les écrous sont serrés conformément au mode d'emploi. La solution bénéficie d'un permis général national de construction technique (**aBG Z-15.5-387** par le DIBt et applique les dispositions de **Dimensionnement assisté par tests** contenues dans **l'annexe D de la norme EN 1990** [23]. Cette section contient un aperçu de l'évaluation, du dimensionnement et de l'installation des tiges filetées installées a posteriori en tant qu'armature de renforcement dans les éléments en béton à déficience de résistance au poinçonnement.

Le modèle de résistance adopté est conforme aux dispositions de dimensionnement des normes DIN EN 1992-1-1/NA [15] et DIN EN 1992-2/NA [26]. Les vérifications requises ressemblent étroitement

aux équations (6.47) et (6.52) de la norme DIN EN 1992-1-1/NA pour la résistance au poinçonnement sans et respectivement avec armature de cisaillement, car le modèle de résistance utilise la même méthode empirique bielles-tirants expliquée à la section 3 du présent document, qui traite du contexte de ces équations.

Cependant, il n'est pas possible d'utiliser directement les deux équations sans les modifications qui découlent des résultats de la procédure de qualification et en général, une vérification réussie doit satisfaire au contrôle des bielles de compression et des tiges de renforcement à l'état limite ultime d'un effort de cisaillement donné, τ_{Ed} :

Remarque: aBG Z-15.5-387 remplace les symboles pour la contrainte de cisaillement, v , avec τ , et le périmètre de contrôle, u_1 , avec u_{crit} .

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

Les sous-sections suivantes mettent en évidence les ajouts et les modifications apportés par l'homologation nationale, aBG Z-15.5-387 [25].

6.1 Vérification de la bielle de compression

Avant la vérification, les trois conditions suivantes doivent être vérifiées conformément au **Tableau 6**:

$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$	Renforcement non requis
$\tau_{Ed} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$	Un renforcement est possible
$\tau_{Ed} > k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$	Le renforcement n'est pas possible

Tableau 6: Conditions pour vérifier la résistance de la bielle de compression en béton

Lorsque le renforcement est possible et nécessaire, la vérification s'apparente étroitement à l'équation (15) de la section 3.4.2:

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

La vérification de la résistance au poinçonnement sans armature de cisaillement, $\tau_{Rd,c}$, reste inchangée et suit les mêmes règles de dimensionnement que pour les étriers coulés selon la norme DIN EN 1992-1-1/NA. Elle figure dans l'équation (1) de la section 3.3.3.

Remarque: Lors de l'évaluation $k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$ selon [25], $\tau_{Rd,c}$ ne peut tenir compte d'aucune contribution provenant d'une contrainte axiale, σ_{cp} .

Selon DIN EN 1992-1-1/NA, NDP à 6.4.5 (3), le facteur $k_{max} = 1.4$. E coefficient supplémentaire k_d fourni dans le Tableau 7: provient d'essais et n'affecte la résistance des bielles de compression que lorsque la tige M16 est installée dans des sections plus minces d'une profondeur effective comprise entre 160 et 280 mm, où le produit de $k_d k_{max} = 1,33$ ar opposition à 1,4 pour $d_{ef} \geq 280$ mm.

La légère réduction de la résistance de la bielle de compression est attribuée à un enrobage résiduel légèrement plus grand, c_{res} , requis pour la tige M16 dans des dalles plus minces afin de prévenir l'éclatement du béton du côté opposé lors du forage (voir Tableau 9). Dans de tels scénarios, l'enrobage résiduel plus important requis a un impact notable, ce qui implique que la fissure de cisaillement critique passe facilement au-dessus de l'extrémité de la tige et doit en outre parcourir une plus grande distance pour atteindre l'armature de flexion. Cela aura également un effet sur le deuxième coefficient, k_{pi} , lors de la vérification des zones renforcées par cisaillement.

Renforcement au poinçonnement HIT-Punching	Taille de la tige	Profondeur effective, d_{ef} [mm]	Installation par le haut ou par le bas
	M12	≥ 160	0,82
	M16	$160 \leq d_{ef} < 280$	0,59

Coefficient pour le renforcement installé a posteriori, k_{pi}		≥ 280	0,82
	M20	≥ 350	0,82
	M24	≥ 420	0,82
Coefficient entre d_{ef} et le diamètre de la tige, k_d	M12	≥ 160	1,00
	M16	$160 \leq d_{ef} < 280$	0,95
		≥ 280	1,00
	M20	≥ 350	1,00
	M24	≥ 420	1,00

Tableau 7: Coefficients k_{pi} et k_d utilisés dans les vérifications, à partir du tableau 14 [25]

6.2 Vérification à l'intérieur et au-delà de la zone renforcée au cisaillement pour les dalles et les fondations

6.2.1 Vérification à l'intérieur de la zone renforcée au cisaillement pour les dalles et les fondations

Lorsque les tiges de renforcement installées a posteriori sont installées orthogonalement à l'axe longitudinal de l'élément en béton, l'angle d'installation $\alpha = 90^\circ$ et la résistance sont similaires à l'équation (11) de la section 3.4.1, avec les deux coefficients k_d et k_{pi} appliqués à partir du **Tableau 7**:

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

Lorsque l'on inclut l'impact de la précontrainte, l'équation (18a) peut être modifiée pour ressembler à:

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

Pour les fondations, l'équation (12) de la section 3.4.1 est modifiée (aucune contribution du béton n'est prise en compte):

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

Dérivé des évaluations statistiques de la campagne expérimentale, le coefficient k_{pi} explique la différence d'efficacité entre les étriers traditionnels en acier coulé et les tiges d'acier scellées utilisées dans le système de renforcement au poinçonnement HIT-Punching shear et combine l'impact de plusieurs facteurs, tels que:

- La fiabilité statistiquement dérivée qui compare les tiges de renforcement aux armatures pré-coulées,
- La durabilité tenant compte des effets à long terme sur la résistance d'adhérence du mortier (par exemple, température à court et à long terme), et
- La sensibilité à l'installation due aux méthodes de forage et de nettoyage des trous.

Remarque: Le coefficient k_{pi} n'est pas affecté par le sens de mise en œuvre, garantissant ainsi que les résultats de dimensionnement demeurent inchangés lorsque les conditions du site ne permettent pas une installation selon une direction donnée. Cependant, la direction de forage choisie doit rester

Tolérances géométriques lors de l'installation dues au positionnement et à la déviation par rapport à la direction verticale,

La limite d'élasticité de calcul des éléments de renforcement, $f_{ywd,ef}$, utilisée dans les équations (21a), (21b) et (22), reste inchangée par rapport à l'équation (3) de la section 3.4.1, à l'exception de la limite supérieure, f_{ywd} , qui découle de l'évaluation et qui est cohérente pour les tiges en acier inoxydable A4

et en acier au carbone 8.8, et qui figure dans le **Tableau 8**: à côté de la section transversale sollicitée pour chaque diamètre de tige:

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

Matériau	Taille de la tige	Valeur de dimensionnement de la limite d'élasticité f_{ywd} [N/mm ²]	Aire transversale exposée aux contraintes de la tige filetée A_{sw} [mm ²]
HAS 8.8, HAS-U 8.8, HAS A4, HAS-U A4	M12	390	84,3
	M16		157
	M20		245
	M24		353

Tableau 8: Paramètres géométriques et matériels, à partir du tableau 13 [25]

6.2.2 Facteur d'augmentation de l'armature, $\kappa_{sw,i}$

Comme mentionné précédemment dans la section 3.4.1, la norme DIN EN 1992-1-1/NA impose, uniquement pour les dalles, une majoration de l'armature de poinçonnement requise dans les deux premiers périmètres d'armatures, au moyen de facteurs multiplicateurs $\kappa_{sw,1} = 2.5$ et $\kappa_{sw,2} = 1.4$ amplifiant $A_{sw,crit}$ pour les premier et deuxième périmètres de renforcement, respectivement. Ces deux paramètres corrigent une sous-estimation de la résistance au poinçonnement requise fournie par les deux premiers périmètres de renforcement.

Mécaniquement, lorsque l'armature est positionnée plus près de la zone d'appui, la longueur réduite du périmètre d'armature entraîne une contribution moindre du béton à la résistance globale, qui doit être compensée par une contribution plus importante de l'acier. Le choix de deux facteurs fixes est proposé pour faciliter l'utilisation, évitant ainsi au concepteur de calculer la quantité d'acier nécessaire et donc de vérifier $\tau_{Rd,cs}$, à chaque périmètre de renforcement.

Lors du transfert de cette équation au système de renforcement installé a posteriori HIT-Punching shear, l'homologation nationale aBG Z-15.5-387 [25] introduit une alternative affinée pour évaluer le facteur d'augmentation de l'armature, $\kappa_{sw,i}$, plus précisément, qui reflétera mieux les mécanismes réels bielles-tirants à l'origine de la résistance au poinçonnement dans la norme EN 1992-1-1:2004 et ses annexes nationales.

Ainsi, en réorganisant l'équation (21a) et en égalisant $\tau_{Rd,cs,pi} = \tau_{Ed}$ au niveau de la section de contrôle u_{crit} , on obtient:

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

Pour évaluer l'armature à n'importe quel périmètre, u_{crit} est remplacé par u_i :

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

Pour les premier et deuxième périmètres de renforcement, le rapport $A_{sw,i}/A_{sw,crit}$ est identique à $\kappa_{sw,i}$, ce qui peut s'exprimer comme suit:

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

Remarque: Le facteur d'augmentation de l'armature $\kappa_{sw,i}$ s'applique uniquement aux dalles et non aux fondations.

6.2.3 Vérification au-delà de la zone renforcée au cisaillement pour les dalles et les fondations

Les vérifications de renforcement au-delà de la zone renforcée au cisaillement n'est pas affecté par l'homologation nationale aBG Z-15.5-387 [25], et suit les mêmes dispositions décrites dans la section 0.

6.3 Exigences de détail de l'armature de renforcement

6.3.1 Longueur d'installation, l_{sw}

Comme il résulte des équations (19-25), le modèle de dimensionnement n'exige pas de prise en compte explicite de la longueur d'installation, l_{sw} , dans les vérifications. Au lieu de cela, l_{sw} est fonction de la hauteur de la section, h , et de l'enrobage «résiduel», c_{res} , voir la **Figure 18**: (à droite). Du point de vue de l'installation, l'enrobage résiduel empêche l'éclatement ou l'effritement du béton sur la surface opposée au forage et ne nécessite pas de connaissance de la position de l'armature longitudinale à proximité de cette surface.



Figure 18: Schéma simplifié du système de renforcement au poinçonnement HIT-Punching shear installé au-dessus (à gauche) ou en dessous (à droite) de l'élément en béton.

Du point de vue du dimensionnement, une longueur d'installation fixe assurera que l'armature de poinçonnement est ancrée dans la membrure de compression ou de traction de l'élément, permettant la formation du modèle bielles-tirants sur lequel repose le dimensionnement. Comme déjà mentionné dans les sections 2 et 3, l'armature de poinçonnement doit entourer la membrure de compression (ou s'y accrocher) comme tirant de traction pour permettre le transfert des forces dans le nœud. À cet effet, la combinaison d'armatures de renforcement de grand diamètre, telles que des tiges M24, dans des dalles plus minces, d'environ 200 mm, peut entraîner des scénarios potentiellement dangereux dans lesquels l'enrobage restant, c_{res} , de 60 mm, laisse la longueur d'installation, l_{sw} , à seulement 140 mm, ce qui est inadéquat pour ancrer efficacement le mécanisme bielles-tirants aux nœuds. Par conséquent, ces combinaisons ne sont pas autorisées, et une corrélation entre la profondeur effective de l'élément et le diamètre d'armature est requise selon le **Tableau 9**: [25].

Paramètre d'installation		M12	M16	M20	M24
Diamètre de la tige	d [mm]	12	16	20	24
Diamètre du perçage	d_0 [mm]				
Profondeur effective minimum de l'élément en béton	$d_{ef,min}$ [mm]	160	160	350	420

Hauteur maximale de la section de l'élément en béton	h_{max} [mm]	1100			
Enrobage résiduel	c_{res} [mm]	35	40	45	60
Longueur d'installation	l_{sw} [mm]	$h - c_{res}$			
Couple maximum	$T_{inst} \leq$ [Nm]	40	80	150	200

Tableau 9: Corrélation entre hauteur de section minimale, enrobage résiduel et diamètre de l'armature de renforcement, du tableau 3 [25]

6.3.2 Espacement minimum et maximum, s

Outre le fait de faciliter la répartition des agrégats uniformément pendant le coulage du béton, la norme DIN EN 1992-1-1/NA ne définit pas d'entraxe minimum, s_{min} entre les armatures de cisaillement, comme des étriers. Sans exception, les armatures HIT-Punching shear nécessitent un entraxe minimum défini pour éviter les fissurations entre les tiges et éviter une réduction potentielle de la résistance globale au cisaillement. De plus, le **Tableau 10** indique l'entraxe minimum qui s'applique à la fois dans le sens radial (entre les périmètres de renforcement) et dans le sens transversal (à l'intérieur de chaque périmètre de renforcement) à l'intérieur et à l'extérieur de la section de contrôle, u_{crit} .

Diamètre de l'armature de renfort	Entraxe minimum, s_{min} [mm]	Espacement transversal maximal, $s_{t,max}$ dans u_{crit} [mm]	Espacement transversal maximal, $s_{t,max}$ delà-de u_{crit} [mm]
M12	72	$1.5d_{ef}$	$2.0d_{ef}$
M16	96		
M20	120		
M24	144		

Tableau 10: Entraxe radial minimum et espacement transversal maximum à l'intérieur et à l'extérieur de la section de contrôle, tiré du Tableau 15 de [25]

L'entraxe radial, s_0 (entre la zone d'appui et le premier périmètre de renforcement) et s_r (entre les périmètres de renforcement successifs), a des limites supérieures différentes pour les dalles et les fondations. Les différentes règles sont résumées dans le **Tableau 11**:

Élément en béton	Écartement entre la zone chargée et le premier périmètre, s_0	Écartement entre le premier et le deuxième périmètres, s_r	Écartement pour les périmètres suivants, s_r
Dalles	$0.3d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5d_{ef}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.75d_{ef}$	
Fondations élancées ($a_\lambda/d_{ef} \leq 2$)	$s_0 \leq 0.3d_{ef}$	$s_r \leq 0.5d_{ef}$	$s_r \leq 0.5d_{ef}$
Fondations massives ($a_\lambda/d_{ef} > 2$)			$s_r \leq 0.75d_{ef}$

Tableau 11: L'entraxe maximal entre les périmètres de renforcement pour les dalles et les fondations

6.3.3 Distance au bord, c

La définition d'une distance minimale entre la position des tiges de renforcement et de tout bord de béton, comme une ouverture ou le bord d'une dalle/fondation, réduit le risque de fissuration, cette distance minimale étant évaluée dans l'ETA pour le mortier 20/0541 [24]. Le minimum de base est augmenté par un pourcentage de la longueur d'installation qui représente l'inclinaison maximale autorisée du trou de forage (5°) perpendiculairement à la surface du béton et est résumé dans le **Tableau 12**.

Système de forage	Taille de la tige	Distance minimum au bord, c_{min} [mm]	
		Sans aide de forage	Avec aide de forage
Perçage à percussion avec ou sans mèches creuses Hilti et carottage au diamant avec l'outil de rugosification	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	$60\text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$60\text{ mm} + 0,02l_{sw}$
Forage pneumatique	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	$60\text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$60\text{ mm} + 0,02l_{sw}$

Tableau 12: Distances minimales au bord basées sur les méthodes et tolérances de forage, tiré du Tableau 16 de [25]

6.3.4 Tolérances de positionnement

Pour limiter les fissures radiales et tangentielles associées aux efforts de poinçonnement, les armatures de poinçonnement sont généralement positionnées de manière radiale autour de la zone d'appui qui, lors du forage et de l'installation des éléments de renforcement, coïncide avec la disposition orthogonale des armatures longitudinales existantes dans la dalle ou la fondation. L'abandon et le forage dans de nouvelles positions peuvent avoir un impact négatif sur la résistance de la dalle ou des fondations en raison de l'asymétrie entre le flux des contraintes de cisaillement et les positions des armatures. À son tour, limiter l'asymétrie aide à limiter toute perte potentielle de résistance au poinçonnement de la dalle.

La campagne expérimentale qui fonde le système de renforcement au poinçonnement HIT-Punching shear a reproduit ces asymétries afin d'éviter de devoir procéder à une refonte potentielle basée sur le positionnement réel des différents éléments de renforcement individuels. Les résultats obtenus suggèrent que les étriers individuels peuvent s'écarter de leur position d'origine d'une distance maximale de $\pm 0,2d_{ef}$, sans que la conception ne nécessite de considérations supplémentaires ou de réduction de la résistance, tant que les règles d'espacement minimum et maximum pour les dalles et les fondations sont respectées par rapport au **Tableau 10** et au **Tableau 11**. Le cercle rouge en pointillés de la **Figure 19** met en évidence cette tolérance.

Remarque: la distance minimale par rapport à la position d'origine doit être maintenue à $2d_0$, le trou abandonné devant être comblé avec un mortier à faible retrait tel que HIT-RE 500 V4.

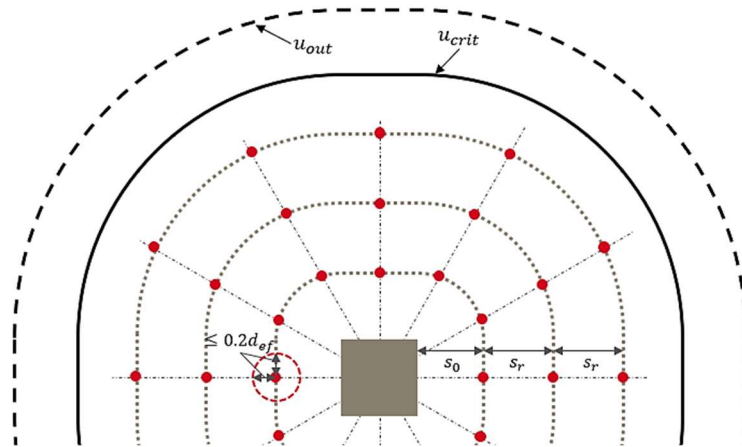


Figure 19: Schéma illustrant l'écart potentiel dans le positionnement des éléments de renforcement individuels, représentés par un cercle rouge en pointillés

7. Exemples de dimensionnement

7.1 Fondation – Colonne sur semelle isolée

7.1.1 Entrées

- Valeur de calcul de l'effort tranchant: $V_{Ed} = 5700 \text{ kN}$
- Dimensions de la colonne ($C_x \times C_y$): $600 \times 1400 \text{ mm}$
- Facteur d'excentricité de la charge: $\beta = 1,15$
- Épaisseur de la dalle: $h = 800 \text{ mm}$
- Profondeur effective en x & y : $d_x = 745 \text{ mm}; d_y = 735 \text{ mm}$
- Résistance du béton de la dalle: $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
- Facteur partiel de sécurité pour le béton: $\gamma_c = 1.5$
- Précontrainte: $\sigma_{cp} = 0 \text{ kN/m}^2$
- Pression uniforme sur le sol: $\sigma_{gd} = 350 \text{ kN/m}^2$
- Poids unitaire du béton, $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Paramètres du béton:

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

Le quantité d'armature longitudinal est supposé constant sur toute la largeur spécifique de la dalle dans les deux directions, b_{sx} et b_{sy} :

- Dans la direction x , $\rho_{lx} = \frac{1885+804}{3900 \cdot 745} = 0.00342$ [24 barres de 10 mm et 10 barres de 32 mm]
- Dans la direction y , $\rho_{ly} = \frac{1885+804}{3900 \cdot 735} = 0.00346$ [24 barres de 10 mm et 10 barres de 32 mm]

NDP à 6.4.4 (1) [15]

Ratio moyen de renforcement longitudinal, $\rho_l = \sqrt{0.00342 \cdot 0.00346} = 0.00344 \leq \min\left(0.02; 0.5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$

7.1.2 Définitions du périmètre

Étant donné que le rapport entre la plus grande et la plus petite dimension de la colonne est supérieur à 2,0, des «sections partielles» conformes à la figure NA.6.21.1 [15] sont utilisées pour évaluer les différents périmètres.

Description	Variable	Valeur
Périmètre de la colonne	u_0	3600 mm
Profondeur moyenne effective	d_{ef}	740 mm

Description	Variable	Valeur
Section de contrôle à partir de la face de la colonne à $a_{crit} = 600 \text{ mm}$ (par itération)	u_{crit}	7370 mm
Zone comprise dans a_{crit}	A_{crit}	4.371 m^2
Périmètre extérieur, où aucune armature n'est requise	u_{out}	23058 mm

7.1.3 Vérification du béton sans armature de poinçonnement

6.4.3 (1) [12]

La vérification de la résistance du béton sans armature de poinçonnement, $\tau_{Rd,c}$, est effectuée au périmètre critique, u_{crit} , déterminé par a_{crit} .

Effort net ascendant à l'intérieur de a_{crit} : $\Delta V_{Ed} = (A_{crit} \cdot \sigma_{gd}) - G_k(\gamma \cdot A_{crit} \cdot h)$

Éq. 6.48 [12]

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

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

Contrainte de poinçonnement au niveau dimensionnement à u_{crit} : $\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_{crit} \cdot d_{ef}} = \frac{1.15 \cdot 4288 \cdot 10^3}{7370 \cdot 740} =$

0.904 N/mm^2

Eq. (2) [25]

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

NDP à 6.4.4 (1) [15]

Préfacteur empirique pour les fondations: $C_{Rd,c} = 0.18/1.5 = \mathbf{0.10}$

Éq. 6.2.2 (1) [25]

Coefficient dépendant de la hauteur de l'élément: $k = 1 + \sqrt{200/740} = \mathbf{1.52} < 2.0$

Éq. (3) [25]

Résistance de dimensionnement minimale au poinçonnement (interpolée pour $600 \text{ mm} \leq d_{ef} \leq 800 \text{ mm}$):

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

Éq. 6.50 [12]

Résistance au poinçonnement au niveau dimensionnement:

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

Éq. NA.6.53.1 [15]

Résistance maximale au poinçonnement ($k_{max} = 1.4$): $\tau_{Rd,max} = k_{max} \tau_{Rd,c} = 1.4 \cdot 0.713 =$

0.998 N/mm^2

Au vue $\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$ un renforcement est requis!

7.1.4 Vérification du béton au moyen du renforcement HIT-Punching Shear

Éq. (4) [25]

Vérification de la section renforcée: $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs,pi} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$

Résistance maximale au poinçonnement ($k_d = 1.0$): $k_d \tau_{Rd,max} = 1.0 \cdot 0.998 = \mathbf{0.998 \text{ N/mm}^2}$

Au vue de $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$ un renforcement est possible!

Éq. (10) [25]

La résistance au poinçonnement des éléments renforcés doit satisfaire aux exigences suivantes:

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

Éq. 9.11 [15]

Vérifiez la section minimale de **chaque** élément de renforcement:

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

M24 8.8 HAS(-U) avec $A_{sw} = \mathbf{353 \text{ mm}^2}$ suffit pour procéder à la vérification, avec $d_{ef} = 740 \text{ mm}$, $k_d =$

1.0, et $k_{pi} = \mathbf{0.82}$ adoptés pour vérifier $V_{Rd,cs,pi}$ selon l'Éq. 5 [25].

Éq. (6) [25]

Limite d'élasticité de calcul des éléments de renforcement, $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$

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

Entraxe des éléments de renforcement au poinçonnement post-installés:

Paramètre	Contrôle des valeurs minimales et maximales	
$s_0 = 200 \text{ mm}$	$0,3d_{ef} \leq s_0$	Satisfait
$s_r = 350 \text{ mm}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0,5d_{ef}$ où $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Satisfait
s_t dans u_{crit}	$s_{min} \leq s_t \leq 1,5d_{ef}$ où $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Satisfait (voir Section 7.1.5)
s_t au delà-de u_{crit}	$s_{min} \leq s_t \leq 2,0d_{ef}$ où $s_{min,M24} = 144 \text{ mm}$	Satisfait (voir Section 7.1.5)

En réorganisant l'équation (10), [25] on peut calculer le renforcement combiné nécessaire pour résister

au poinçonnement dans les deux premiers périmètres: $A_{sw,1+2} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{k_{pi} f_{ywd,ef}}$

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

NCI pour 6.4.5 [15]

Le renforcement minimal requis par périmètre pour tout renforcement supplémentaire au-delà des deux premiers est le suivant: $0,33 \cdot A_{sw,1+2} = \mathbf{5089 \text{ mm}^2}$.

7.1.5 Agencement de l'armature de renforcement et données d'installation

Périmètre extérieur où aucun renforcement au poinçonnement n'est nécessaire, $u_{out} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{\tau_{Rd,c,out} \cdot d_{ef}}$, où

 $\tau_{Rd,c,out}$ est évalué avec: $C_{Rd,c} = 0,15/1,5 = \mathbf{0,10}$:

Éq. (5) [25]

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

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

Distance depuis la face de la colonne à u_{out} , $r_{out} = \frac{23058-360}{2\pi} = 3097 \text{ mm}$

Avec $s_0 = 200 \text{ mm}$ et $s_r = 350 \text{ mm}$, un maximum de neuf périmètres d'armatures peuvent être ajustés dans u_{out} ; cependant l'armature de poinçonnement peut s'arrêter seulement à une distance supérieure à $(3097 - 1,5d_{ef}) = 1987 \text{ mm}$ depuis la face de la colonne, **sept** périmètres d'armatures sont suffisants.

Périmètre	Distance de la face de la colonne [mm]	Longueur du périmètre [mm]	Section d'acier requise (mm ²) [A_{sw}]	Éléments prévus par périmètre	Zone d'acier prévue [mm ²]	Écartement transversal [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	$982 \leq s_{t,max}$

Périmètre	Distance de la face de la colonne [mm]	Longueur du périmètre [mm]	Section d'acier requise (mm ²) [A_{sw}]	Éléments prévus par périmètre	Zone d'acier prévue [mm ²]	Écartement transversal [mm]
5	1600	13653	5089	16	5648	$1257 \leq s_{t,max}$
6	1950	15852	5089	20	7060	$1021 \leq s_{t,max}$
7	2300	18051	5089	20	7060	$1204 \leq s_{t,max}$

Remarque: Quand la position d'un élément de renforcement coïncide avec l'armature de flexion existante, l'élément concerné peut être déplacé d'une distance minimale de $2d_0$ et maximale de $0,2d_{ef}$. Cependant, les règles d'entraxe minimum et maximum pour les distances radiales, s_0 et s_r , ainsi que les distances tangentielles, s_t , selon 7.1.4, doivent toujours être respectées.

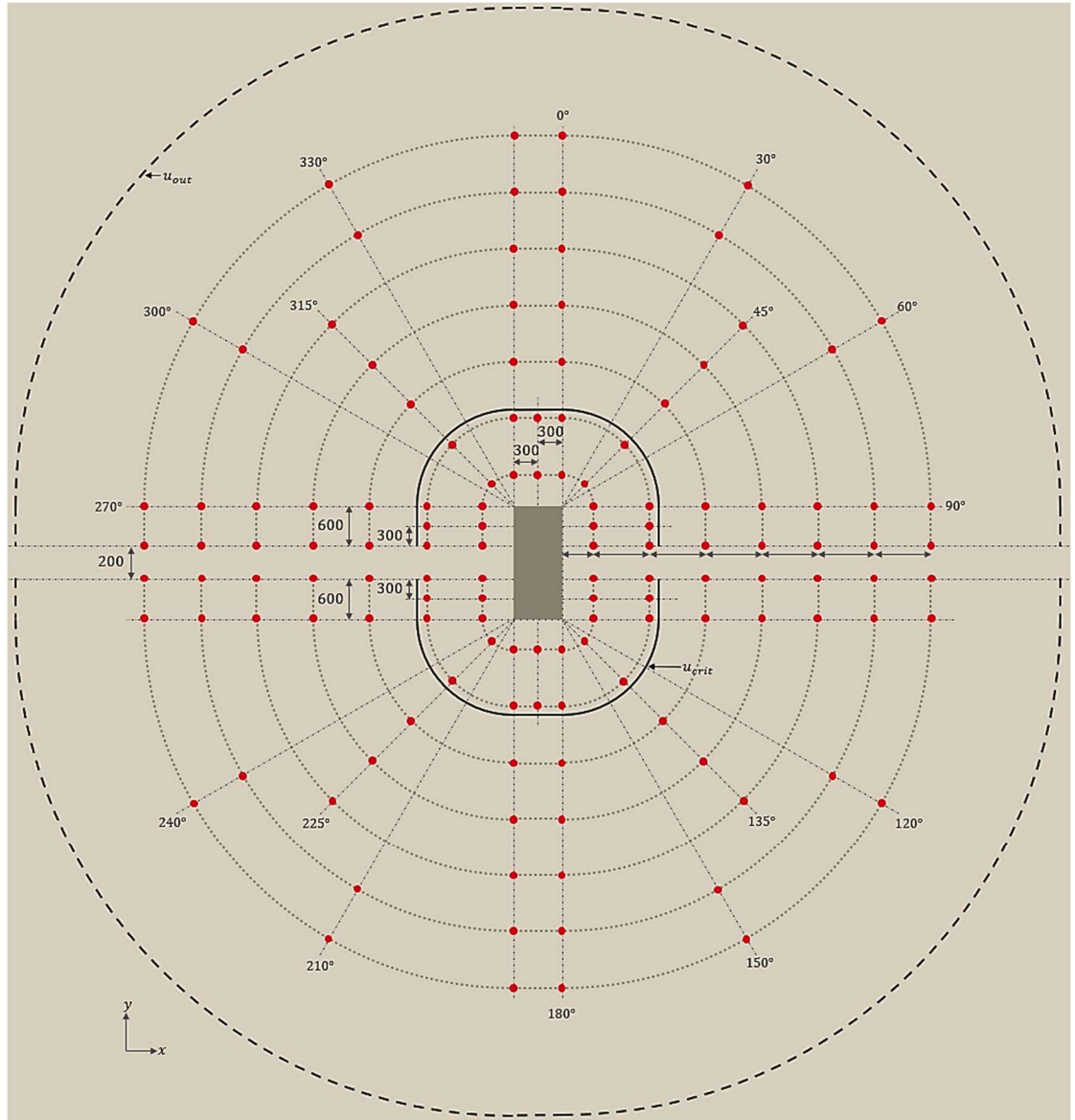
Installation conforme aux instructions d'installation du produit du fabricant (MPII):

- Solution de renforcement: HIT-RE 500 V4 + HAS-U A4 M24 + set de remplissage
- Couple d'installation maximum, T_{inst} : 200 Nm
- Diamètre du trou dans la fondation, d_0 : 28 mm
- Enrobage résiduel, c_{res} : 60 mm
- Profondeur du trou dans la fondation, l_{sw} : 740 mm
- Méthode de forage proposée: Perçage à percussion (HD) avec aide de forage
- Condition du béton: Béton sec

Spécification:

132 pièces Hilti HIT-RE 500 V4 + HAS-U **A4 M24** tiges filetées + set de remplissage à **740 mm** conformément aux instructions d'installation du DIBt abG Z-15.5-387 pour le perçage à percussion (**HD**) dans du béton sec à l'aide d'un dispositif d'aide au forage. **Le premier** périmètre de renfort doit être positionné à **200 mm** de la face de la colonne, les périmètres **suivants** étant espacés de **350 mm** du premier périmètre. Reportez-vous au plan de construction pour connaître l'espacement des armatures à l'intérieur de chaque périmètre.

À titre d'exemple, voici une suggestion de disposition des armatures:



Remarque 1: dimensions en millimètres et non à l'échelle.

7.2 Dalle (rentrante)– Colonne

7.2.1 Entrées et disposition

- Valeur de calcul de l'effort tranchant: $V_{Ed} = 565 \text{ kN}$
- Dimensions de la colonne ($C_x \times C_y$): $450 \times 450 \text{ mm}$
- Facteur d'excentricité de la valeur de charge: $\beta = 1.367$, à partir de $M_{Ed,x} = 75 \text{ kNm}$ & $M_{Ed,y} = 73 \text{ kNm}$
- Épaisseur de la dalle: $h = 225 \text{ mm}$
- Profondeur effective en x & y : $d_x = 187 \text{ mm}$; $d_y = 171 \text{ mm}$
- Résistance du béton de la dalle: $f_{ck} = 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- Facteur partiel de sécurité pour le béton: $\gamma_c = 1,5$
- Précontrainte de la dalle: $\sigma_{cp} = \frac{0 \text{ N}}{\text{mm}^2}$
- Paramètres du béton:

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

Le pourcentage de renforcement longitudinal est supposé constant sur toute la largeur spécifique de la dalle dans les deux directions, b_{sx} et b_{sy} :

- Dans la direction x , $\rho_{l,x} = 1.12\%$
- Dans la direction y , $\rho_{l,y} = 1.225\%$

NDP à 6.4.4 (1) [15]

Pourcentage moyen de renforcement longitudinal, $\rho_l = \sqrt{0.0112 \cdot 0.01225} = 0.01171 \leq \min\left(0.02, 0.5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$

7.2.2 Définitions du périmètre

Description	Variable	Valeur
Périmètre de la colonne	u_0	1800 mm
Profondeur moyenne effective	d_{ef}	179 mm
Périmètre critique à $2d_{ef}$ avec réduction due aux ouvertures	u_{crit}	3787 mm
Ratio du périmètre de la colonne à la longueur effective	$\frac{u_0}{d_{ef}}$	12.0
Périmètre extérieur, où aucune armature n'est requise	u_{out}	6263 mm

7.2.3 Calcul du facteur d'excentricité de la valeur de charge, β , depuis [12] & [15]

Les valeurs de $W_{1,x}$ et $W_{1,y}$ sont évaluées à partir de l'équation 6.40 [12] pour chaque direction, et les facteurs k_x et k_y sont dérivés du rapport des dimensions des colonnes dans le tableau 6.1 [12].

Moment statique, $W_{1,x}$	Moment statique, $W_{1,y}$	$\frac{C_x}{C_y}$	k_x	$\frac{C_y}{C_x}$	k_y
988,418 mm ²	1,434,508 mm ²	1.0	0.6	1.0	0.6

Éq. (NA.6.39.1) [15]

$$\text{Excentricité de charge pour les moments déséquilibrés, } \beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{crit}}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_{crit}}{W_{1,y}}\right)^2} \geq 1.10$$

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

7.2.4 Vérification du béton sans renforcement au poinçonnement

6.4.3 (1) [12]

La vérification de la résistance du béton sans renforcement au poinçonnement, $\tau_{Rd,c}$, est effectuée au niveau du périmètre critique, u_{crit} .

Éq. (2) [12]

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

NDP à 6.4.4 (1) [15]

$$\text{Préfacteur empirique (colonnes intérieures avec } \frac{u_0}{d} \geq 4): C_{Rd,c} = 0.18/1.5 = \mathbf{0.12}$$

Éq. 6.2.2 (1) [12]

$$\text{Coefficient dépendant de la hauteur de l'élément: } k = 1 + \sqrt{200/179} = 2.06 \geq \mathbf{2.0}$$

Éq. NA.6.3a [15]

Résistance de calcul minimale au poinçonnement (avec $d_{ef} \leq 600 \text{ mm}$):

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

$$\text{Résistance de calcul au poinçonnement: } \tau_{Rd,c} = 0.12 \cdot 2.0 \cdot (100 \cdot 0.01171 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{0.828 \text{ N/mm}^2}$$

Contrainte de poinçonnement au niveau de

dimensionnement à: u_{crit}

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

Éq. NA.6.53.1 [15]

$$\text{Résistance maximale au poinçonnement (} k_{max} = 1.4): \tau_{Rd,max} = k_{max} \tau_{Rd,c} = 1.4 \cdot 0.828 = \mathbf{1.159 \text{ N/mm}^2}$$

A vue de $\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$ un renforcement est requis!

7.2.5 Vérification du béton au moyen du renforcement HIT-Punching Shear

Éq. (3) [25]

$$\text{Vérification de la section renforcée: } \tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs,pi} \leq k_d k_{max} \tau_{Rd,c}$$

$$\text{Résistance maximale au poinçonnement (} k_d = 1.0): k_d \tau_{Rd,max} = 1.0 \cdot 1.159 = \mathbf{1.159 \text{ N/mm}^2}$$

A vue de $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max}$ un renforcement est possible!

Éq. (5) [25]

La résistance au poinçonnement au niveau dimensionnement avec un renforcement doit satisfaire aux exigences suivantes:

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

Éq. 9.11 [15]

Vérifiez la section minimale de **chaque** élément de renforcement:

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

M12 8.8 HAS(-U) avec $A_{sw} = \mathbf{84.3 \text{ mm}^2}$ suffit pour procéder à la vérification, avec $d_{ef} = 179 \text{ mm}$, $k_d = 1.0$, et $k_{pi} = 0.82$ adoptés pour vérifier $V_{Rd,cs,pi}$ selon l'Éq. 5 [25].

Éq. (6) [25]

Limite d'élasticité de calcul des éléments de renforcement, $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot d_{ef} \leq f_{ywd}$

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

Entraxe des éléments de renforcement au poinçonnement post-installés:

Paramètre	Contrôle des valeurs minimales et maximales
-----------	---

$s_0 = 80 \text{ mm}$	$0.3d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5d_{ef}$	Satisfait
$s_r = 120 \text{ mm}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.75d_{ef} \quad s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Satisfait
s_t dans u_{crit}	$s_{min} \leq s_t \leq 1.5d_{ef} \quad s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Satisfait (voir Section 0)
s_t au delà de u_{crit}	$s_{min} \leq s_t \leq 2.0d_{ef} \quad s_{min,M12} = 72 \text{ mm}$	Satisfait (voir Section 0)

Éq. (7) [25]

En égalisant $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,cs,pi}$ et en réorganisant l'équation, on peut calculer l'armature de cisaillement

requis au périmètre critique: $A_{sw,crit} = \frac{\tau_{Ed} - 0.75k_d\tau_{Rd,c}}{1.5k_{pi}f_{ywd,ef}} s_r u_{crit}$.

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

Éq. (8) [25]

L'armature de cisaillement requise pour les deux premiers périmètres de renforcement doit satisfaire à

 $A_{sw,i} \geq \kappa_i A_{sw,crit}$, où le facteur κ_i est évalué à l'aide de l'équation (9) [25]:

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

Pour le premier périmètre de renforcement: $\kappa_1 = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 2303 \cdot 179}{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 3787 \cdot 179} = 1.47 \leq 2.5 \therefore OK$

Pour le deuxième périmètre de renforcement: $\kappa_2 = \frac{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 3042 \cdot 179}{1.367 \cdot 565 \cdot 10^3 - 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.828 \cdot 3787 \cdot 179} = 1.24 \leq 1.4 \therefore OK$

7.2.6 Agencement de l'armature de renforcement et données d'installation

Périmètre extérieur où aucun renforcement au poinçonnement n'est nécessaire, $u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{\tau_{Rd,c,out} d_{ef}}$, où

 $\tau_{Rd,c,out}$ est évalué avec: $C_{Rd,c} = 0.15/1.5 = 0.10$:

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

Éq. (5) [25]

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

Distance depuis la face de la colonne à u_{out} , $r_{out} = \frac{6263 - 1800 - 300}{1.5\pi} = 883 \text{ mm}$

Avec $s_0 = 80 \text{ mm}$ et $s_r = 120 \text{ mm}$, un maximum de sept périmètres d'armatures peuvent être ajustés dans u_{out} ; cependant, l'armature de poinçonnement peut s'arrêter seulement à une distance supérieure à $(566 - 1.5d_{ef}) = 298 \text{ mm}$ depuis face de la colonne, **six** périmètres d'armatures sont suffisants.

Périmètre	Distance de la face de la colonne (mm)	Longueur du périmètre (mm)	Section d'acier requise (mm ²) $\kappa_i \cdot A_{sw,crit}$	Éléments prévus par périmètre	Section d'acier prévu (mm ²)	Écartement transversal, (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	$293 \leq s_{t,max}$

Périmètre	Distance de la face de la colonne (mm)	Longueur du périmètre (mm)	Section d'acier requise (mm ²) $K_i \cdot A_{sw,crit}$	Éléments prévus par périmètre	Section d'acier prévu (mm ²)	Écartement transversal, (mm)
6	680	5304	651	17	1433	$293 \leq s_{t,max}$

Remarque: Quand la position d'un élément de renforcement coïncide avec l'armature de flexion existante, l'élément concerné peut être déplacé d'une distance minimale de $2d_0$ et maximale de $0,2d_{ef}$. Cependant, les règles d'entraxe minimum et maximum pour les distances radiales, s_0 et s_r , ainsi que les distances tangentielles, s_t , selon la section 7.2.5 doivent toujours être respectées.

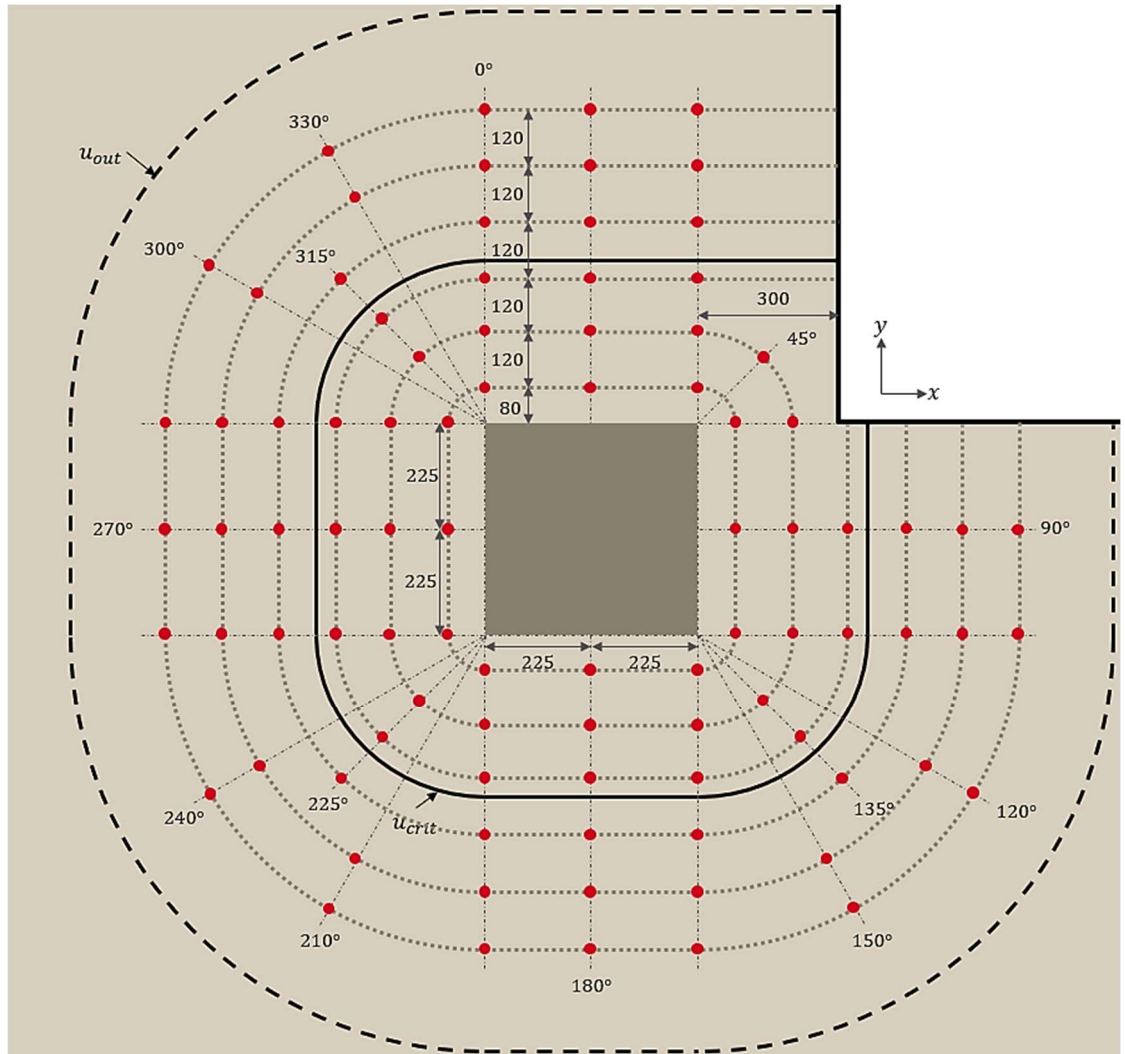
Installation conforme aux instructions d'installation du produit du fabricant (MPII):

- Solution de renforcement: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M12 + set de remplissage
- Couple d'installation maximum, T_{inst} : 40 Nm
- Diamètre du trou dans la dalle, d_0 : 14 mm
- Enrobage résiduel, c_{res} : 35 mm
- Profondeur du trou dans la dalle, l_{sw} : 190 mm
- Méthode de forage proposée: Perçage à percussion (HD) avec aide de forage
- Condition du béton: Béton sec

Spécification:

90 pièces Hilti HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8,8 M12 tiges filetées + set de remplissage à 190 mm conformément aux instructions d'installation du DIBt abG Z-15.5-387 pour le perçage à percussion (**HD**) dans du béton sec à l'aide d'un dispositif d'aide au forage. **Le premier** périmètre de renfort doit être positionné à 80 mm de la face de la colonne, les périmètres **suivants** étant espacés de 120 mm du premier périmètre. Reportez-vous au plan de construction pour connaître l'espacement des armatures à l'intérieur de chaque périmètre.

La disposition suggérée pour le renforcement est indiquée ci-dessous:



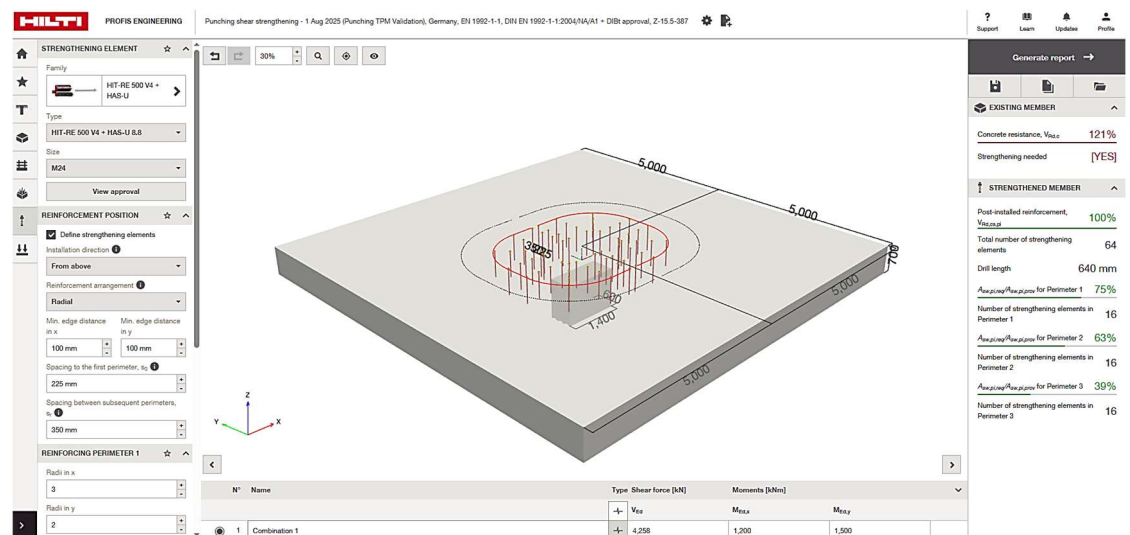
Remarque: dimensions en millimètres et non à l'échelle.

8. PROFIS engineering module de renforcement au poinçonnement

Tout comme le dimensionnement au poinçonnement avec des étriers coulés dans le béton, la recherche manuelle de la solution de renforcement optimale peut s'avérer répétitive et chronophage en tenant compte des nombreux choix liés au diamètre, à l'espacement et au positionnement. Le logiciel de conception Hilti **basé sur le cloud PROFIS Engineering** comprend un **module dédié** pour l'évaluation et le renforcement d'éléments en béton présentant une défaillance au poinçonnement. Il aide les ingénieurs en structure à évaluer la résistance des éléments existants et à les renforcer, garantissant ainsi un flux de travail plus sûr et plus efficace.

Les **principaux avantages** de l'utilisation du module de renforcement au poinçonnement PROFIS Engineering sont les suivants:

- Sélection de la dalle et de l'élément comprimé correspondant (par exemple, colonne ou mur).
- Définition des dimensions de la dalle, de la géométrie et des paramètres des matériaux pour vérifier le besoin de renforcement sous l'effet d'un nouvel effort de poinçonnement.
- Définition du diamètre et des espacements radiaux des renforcements.
- PROFIS Engineering génère l'agencement et calcule l'ensemble des éléments de renforcement requis sur la base des entrées définies au préalable.
- PROFIS Engineering affiche les taux d'utilisation pour la vérification du béton existant et renforcé, ainsi que l'utilisation de l'acier par périmètre.
- Pour la documentation, PROFIS Engineering produit un rapport de dimensionnement exhaustif avec les étapes de calcul et fournit les informations nécessaires pour les détails du renforcement.

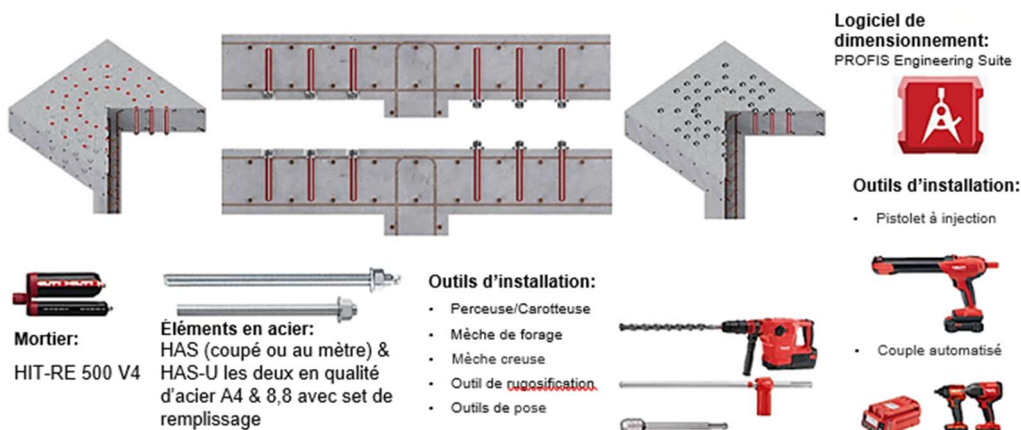


9. Les solutions Hilti pour le renforcement au poinçonnement

Le nouveau système de renforcement au poinçonnement HIT-Punching Shear de Hilti est homologué par le **DIBt aBG Z15.5-387**. Les principaux outils et accessoires nécessaires à son installation sont répertoriés ci-dessous.

Mortier HIT-RE 500 V4 + renforcements suivants:

- | | |
|--|----------------------|
| • tiges HAS(-U) A4: | M12, M16, M20 et M24 |
| • tiges HAS(-U) 8.8: | M12, M16, M20 et M24 |
| • kit de remplissage Hilti (8.8 & A4): | M12, M16, M20 et M24 |



10. Résumé

La transformation et la réutilisation de structures plus anciennes peuvent offrir des avantages par rapport à une nouvelle construction, chaque structure devra satisfaire à des objectifs spécifiques après le renforcement. En fonction de la philosophie de conception sélectionnée, l'ingénieur structurel peut résoudre des défaillances au poinçonnement des dalles et des fondations moyennant différentes méthodes, dont certaines sont moins invasives que d'autres. L'utilisation du système de renforcement installé a posteriori HIT-Punching shear, composé de tiges filetées HAS(-U) et de mortier HIT-RE 500 V4, est un exemple novateur de méthode peu invasive qui peut améliorer considérablement la résistance au poinçonnement et la capacité de déformation d'une dalle ou d'une fondation.

Après avoir été évalué et avoir obtenu un agrément technique général (aBG) par le DIBt en tant que système, les ingénieurs peuvent utiliser une approche de dimensionnement connue basée sur l'Eurocode 2 intégrée au logiciel PROFIS Engineering de Hilti pour parvenir à une solution viable lorsqu'ils doivent prendre en compte les principaux paramètres de conception tels que le diamètre, l'espacement et autres. Avec son interface intuitive, le module de renforcement au poinçonnement a pour but de faire gagner du temps aux concepteurs et aux ingénieurs durant la phase de dimensionnement, et de les aider à apporter de la valeur à leurs clients tout en contribuant à un environnement de construction plus sûr et plus résistant.

11. Références

- [1] N. Addy, «Making sustainable refurbishment of existing buildings financially viable,» chez *Sustainable Retrofitting of Commercial Buildings - Cool Climates*, S. Burton, Éd., 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 éd., 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, n° %121, pp. 263-265, 1926.
- [7] A. Fürst et P. Marti, «Robert Maillart's Design Approach for Flat Slabs,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° %18, pp. 1102-10, 1997.
- [8] ASCE-ACI Committee 445, «Recent approaches to shear design of structural concrete,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, n° %112, 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 et M. F. Ruiz, «A Mechanical Approach for the Punching Shear Provisions in the Second Generation of Eurocode 2,» *Hormigón y Acero*, vol. 74, n° %1299-300, pp. 61-77, 2022.
- [11] A. Muttoni, «Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement,» *ACI Structural Journal*, vol. 105, n° %14, 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, n° %111, 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 et B. A. Izzuddin, «Punching shear design of RC flat slabs supported on wall corners,» *Structural Concrete*, vol. 21, n° %13, pp. 859-874, 2020.
- [18] J. Hegger, J. C. Walraven et F. Häusler, «Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2,» *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 105, n° %14, 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 et 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 et 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
www.hilti.group