



# Formation technique

## Calcul de platine

**Mention légale :**

*Veillez noter que le présent manuel, y compris l'ensemble de ses chapitres individuels, est fourni à titre informatif uniquement.*

*Hilti Corporation se réserve le droit de modifier le contenu du présent manuel, à tout moment et sans avis préalable. Hilti Corporation et/ou toute autre société du groupe Hilti n'est soumise à aucune obligation de garantie, ni responsabilité de quelque type que ce soit concernant le contenu du présent manuel, excepté celles explicitement spécifiées et approuvées dans le contrat d'abonnement individuel relatif au Service Cloud Hilti concerné.*



## Table des matières

1	Introduction.....	3
1.1	Méthode des éléments finis basée sur les composants.....	4
1.2	Platines rigides : problèmes lors de la conception des platines aujourd’hui.....	5
1.3	Conception de platine avancée dans PROFIS Engineering.....	9
1.3.1	Option Rigide (Platine rigide).....	9
1.3.2	Option Flexible (Platine flexible).....	10
2	Conception flexible : méthode CBFEM.....	12
2.1	Modélisation de l’acier.....	13
2.1.1	Modèle de platine.....	13
2.1.2	Convergence du maillage.....	14
2.2	Chevilles.....	16
2.2.1	Chevilles avec écartement.....	16
2.3	Support béton.....	18
2.3.1	Modèle de conception.....	18
2.3.2	Raideur.....	18
2.4	Soudures.....	19
2.4.1	Soudures sur les platines.....	19
2.4.2	Soudure avec redistribution plastique des contraintes.....	20
2.4.3	Matériau acier et arrachement lamellaire.....	20
2.5	Point d’application des charges de cisaillement.....	21
2.6	Annexes nationales de l’Eurocode à prendre en compte lors de la conception.....	22
2.7	Application CBFEM en cas de conception sismique.....	23
3	Conception CBFEM : Vérification des éléments conformément à l’Eurocode.....	25
3.1	Vérification des chevilles.....	25
3.1.1	Combinaisons de charges statiques.....	25
3.1.2	Combinaisons de charges sismiques.....	26
3.2	Platine.....	28
3.3	Profil.....	30
3.4	Raidisseurs.....	31



3.5 Support béton.....	31
3.5.1 Sensibilité du maillage.....	33
3.6 Soudures.....	34
3.6.1 Aucune soudure.....	34
3.6.2 Soudures d’angle.....	34
3.6.3 Soudures pleine pénétration.....	35
3.7 Déformations.....	36
3.8 Vérifications détaillées.....	37
4 La conception de platine avancée (Advanced Base Plate), le choix d’une solution adaptée.....	38
4.1 Conception de cheville uniquement : Platine rigide.....	38
4.2 Conception avec liaison complète : Platine flexible, incluant chevilles, platine, soudures, raidisseurs et béton.....	38
5 Solution proposée pour vérifier si la platine peut être considérée comme « quasi-rigide » par l’ingénieur expert.....	39
5.1 Avis d’expert pour définir le comportement d’une platine « quasi-rigide ».....	39
5.1.1 Forces d’ancrage.....	42
5.1.2 Contraintes béton.....	42
5.1.3 Déformation.....	42
5.2 Recommandation de Hilti pour l’avis d’expert.....	42
6 Conclusion.....	43
Mentions légales de non-responsabilité.....	44
Figures.....	46
Tableaux.....	48
Références.....	49

## 1 Introduction

Toute structure doit être reliée au sol par le biais de fondations. Ces fondations sont, dans la majorité des cas, fabriquées en béton. Pour transférer les charges auxquelles la structure est soumise, une liaison entre les composants structurels en acier (poutres, colonnes, etc.) et les fondations en béton est nécessaire. L'une des solutions les plus populaires consiste à assembler le composant structurel en acier soudé à une platine en le fixant aux fondations à l'aide de chevilles. Tous les éléments nécessaires à la réalisation de cette liaison doivent être conçus pour supporter les charges en jeu.

Les éléments de barre sont préférés par les ingénieurs lors de la conception de structures en acier. Cependant, il existe sur la structure de nombreux points où cette « théorie des éléments » n'est pas valide, par exemple la platine, les liaisons de cheville et les joints soudés. L'analyse structurelle de ces points exige une attention particulière. Le comportement est non linéaire et ce caractère non linéaire doit être respecté, par exemple dans l'élasticité du matériau des plaques ou des profils, la platine et le bloc de béton, l'action unilatérale des chevilles, les soudures.

La conception de la platine et des chevilles doit allier les principes de la conception acier, de la conception de chevilles et les directives de conception béton. Les différentes hypothèses de conception appliquées pour l'ensemble de la liaison ne doivent pas être en contradiction les unes avec les autres. Un exemple clé pour les liaisons acier/béton est l'hypothèse du comportement de la platine. Les codes de conception, tels que l'Eurocode EN 1993-1-8 [1] (Calcul des structures en acier) et les documentations techniques offrent des méthodes et des solutions d'ingénierie. Leur caractéristique principale est la dérivation des profilés type et des charges simples. L'approche est basée sur la méthode des composants.

La conception basée sur la méthode des éléments finis (MEF) a révolutionné ces dernières années l'ingénierie des structures. Aujourd'hui, la plupart des ingénieurs ont accès à de puissants logiciels de calculs aux éléments finis. Étant donné que le terme « platine rigide » peut se référer à peu près à tout type de composant, nombre d'ingénieurs en conception modélisent leurs platines, leur béton et leurs chevilles en utilisant des solutions EF (parfois même à l'aide de logiciels EF non linéaires utilisant la conception plastique telle que définie dans l'Eurocode 3). Il se peut qu'ils ne soient pas informés que les directives de conception des chevilles sont fondées sur une hypothèse de platine rigide.

Le présent document a pour objectif de fournir des consignes et des détails complémentaires sur la solution Calcul de platines avancé (Advanced Base Plate) du logiciel Hilti PROFIS Engineering.

## 1.1 Méthode des éléments finis basée sur les composants

Le comportement réel d'un assemblage acier/béton ne peut être calculé par de simples équations de poutre. La méthode des composants (CM, Component Method) permet de traiter l'assemblage en tant que système d'éléments/composants interconnectés. Le modèle correspondant est établi pour chaque type de liaison, de manière à déterminer les forces et les contraintes qui s'appliquent à chaque composant (cf. illustration ci-dessous).

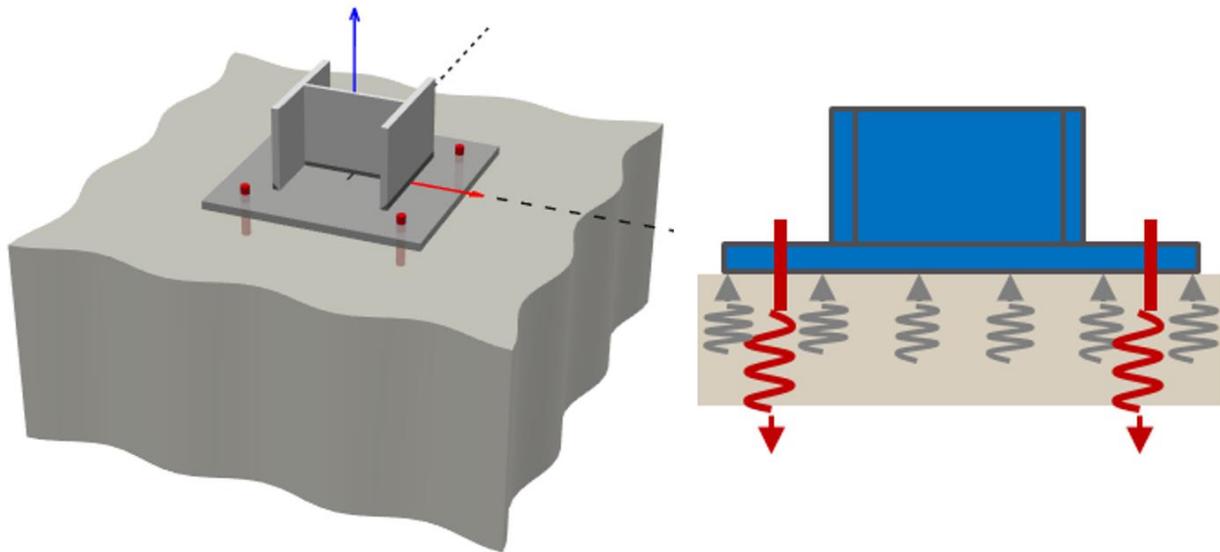


Figure 1. Chevilles modélisées par des ressorts dans une liaison acier/béton

Le béton est modélisé par un ressort de compression, la cheville est modélisée par un ressort de traction et l'acier est défini par des éléments type coque. Les propriétés mécaniques individuelles des composants sont définies par le code EN 1992 pour le béton, le code EN 1993 pour l'acier et les spécifications techniques Hilti basées sur des tests en laboratoire pour les chevilles.

La résistance de chaque composant est contrôlée séparément à l'aide des équations correspondantes issues du code (des informations complémentaires à ce sujet seront fournies plus loin dans ce document).

La méthode utilisée par le logiciel *PROFIS Engineering* pour simuler le comportement réel de la platine est la Méthode des éléments finis basée sur les composants (CBFEM, Component-based Finite Element Method), qui est :

- Suffisamment générale pour pouvoir être utilisée pour la plupart des assemblages en ingénierie ;
- Suffisamment simple et rapide pour offrir, dans une utilisation quotidienne, des résultats dans des délais comparables aux méthodes et outils actuels ;

- Suffisamment complète pour offrir aux ingénieurs structurels des informations claires sur le comportement de l'assemblage, les contraintes, les déformations et les réserves des composants individuels, ainsi que la sécurité et la fiabilité globale de la structure.

La méthode CBFEM est fondée sur l'idée que la majorité des éléments vérifiés et utiles de la méthode des composants (CM) doivent être conservés. Le point faible de la méthode CM (son caractère trop général lors de l'analyse des contraintes sur les composants individuels) est compensé ici par la modélisation et l'analyse de la méthode des éléments finis (MEF). L'assemblage est divisé en composants principaux : profilé, raidisseurs, soudures, platine, béton et chevilles.

Cette méthode a été prouvée via un processus de vérification et de validation de cas de référence, aussi bien numériques qu'expérimentaux, référence [2].

## 1.2 Platines rigides : problèmes lors de la conception des platines aujourd'hui

Les hypothèses pour la conception des platines rigides issues des directives ETAG/EN/ACI et EN1992-4 ne sont généralement pas une priorité pour les ingénieurs, bien que les réglementations relatives aux chevilles soient explicitement valides pour les platines rigides uniquement.

Aucune définition claire n'est disponible pour établir précisément le caractère rigide d'une platine.

Le logiciel de conception actuellement sur le marché propose une solution pour la répartition des charges sur les chevilles. Toutefois, les hypothèses de départ de ces calculs ne sont pas du tout transparentes, et n'offrent donc qu'un niveau de confiance relatif.

Les principaux effets d'une platine non rigide sont les suivants :

- Réduction du bras de levier intérieur. Lorsque la platine ne peut être considérée comme rigide, le bras de levier intérieur entre les forces de traction et de compression qui en résultent diminue. Un facteur limitant à prendre en compte serait une platine très fine sur laquelle le centre de compression se situerait sous l'aile comprimée du profil I. Une réduction du bras de levier intérieur entraîne une augmentation des forces d'ancrage.

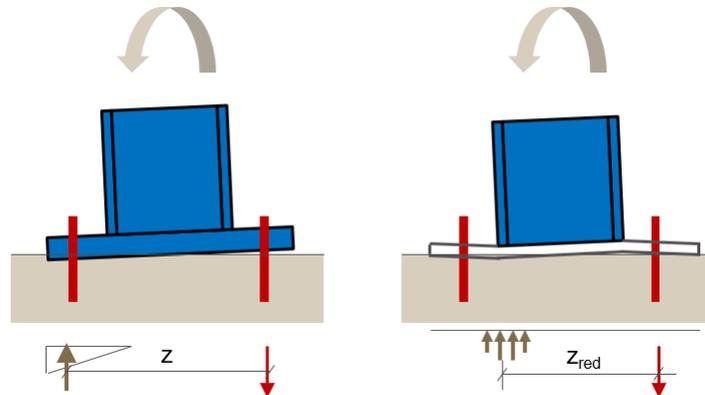


Figure 2. Réduction du bras de levier intérieur pour les platines non rigides

- Effets de levier. Pour les platines non rigides présentant des géométries particulières, des effets de levier peuvent être observés. Ces effets accroissent les forces d'ancrage provenant de la charge en action (traction ou moment de flexion).

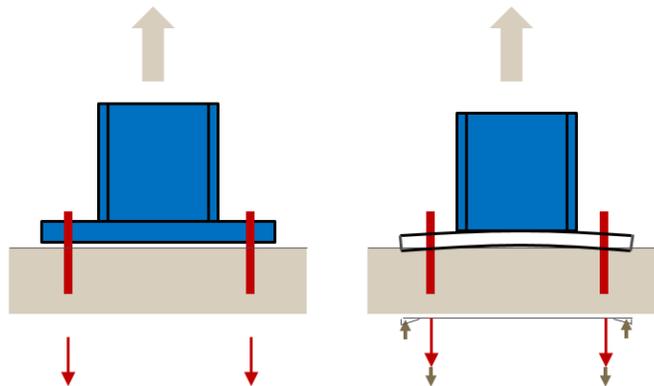


Figure 3. Accroissement des forces d'ancrage dû aux effets de levier

- Répartition des charges différente au sein d'un groupe de chevilles. Dans le cas de platines non rigides et en cas de différence de distance entre les fixations et le profil, la répartition de la charge entre les chevilles individuelles sera différente. Par exemple, dans une disposition de chevilles 3 x 3, la cheville centrale supporte une charge bien supérieure aux chevilles extérieures lorsque la platine n'est pas rigide.

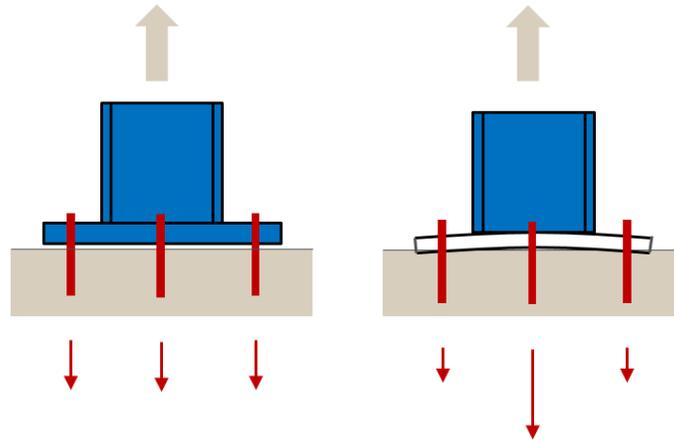


Figure 4. Accroissement des forces d'ancrage dû à une réparation de la charge différente sur les platines non rigides

- Répartition différente des contraintes béton. Dans le cas d'une platine non rigide, la contrainte de compression est concentrée sous le profil. Cela engendre des contraintes supérieures sur le béton.

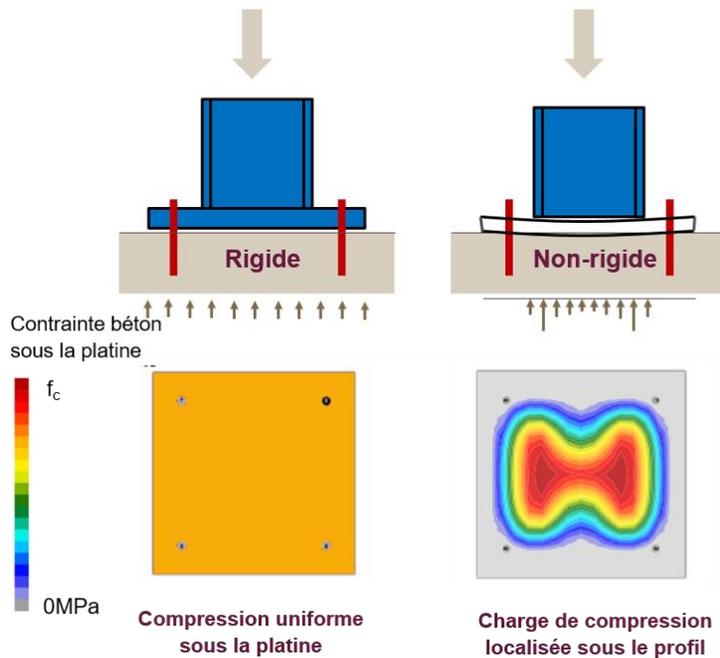


Figure 5. Répartition différente des contraintes sur le béton

- Etat limite de service (ELS). Pour les poutres en porte-à-faux, une platine non rigide engendrera davantage de déplacement du fait d'une plus grande rotation au niveau de la platine.

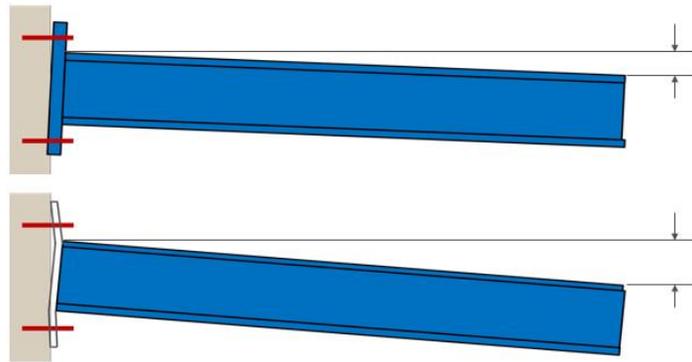


Figure 6. Déplacement d'une poutre en porte-à-faux en cas de platine rigide et non rigide

Suivant la charge et la géométrie, un ou plusieurs de ces effets peuvent s'appliquer et modifier les forces d'ancrage de l'assemblage. L'exemple suivant compare une platine rigide à une platine flexible.

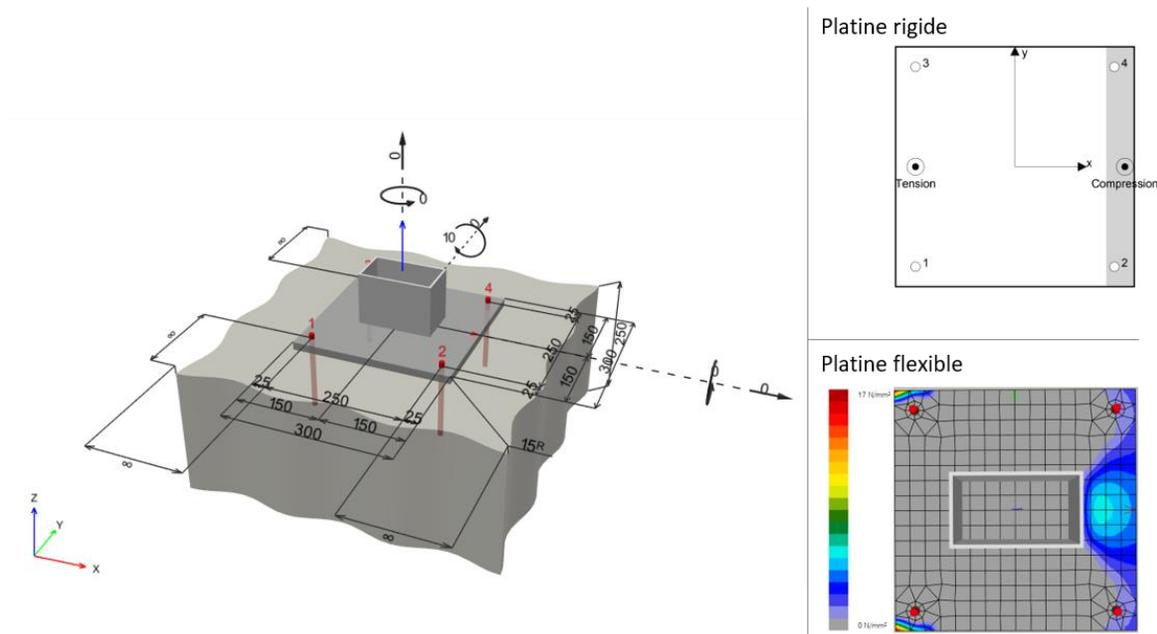


Figure 7. Exemple de comparaison : platine rigide / platine flexible

Dans cet exemple, la réduction du bras de levier et des effets de levier engendre des forces d'ancrage plus importantes. Il ne s'agit pas là d'une approche théorique : ce comportement a été observé dans des essais physiques.

## 1.3 Conception de platine avancée dans PROFIS Engineering

Au vu du manque de détails sur les assemblages acier/béton, des méthodes alternatives ont été mises au point, offrant des résultats plus précis et plus proches de la réalité. La figure ci-dessous illustre les différentes méthodes de calcul présentes dans le logiciel.

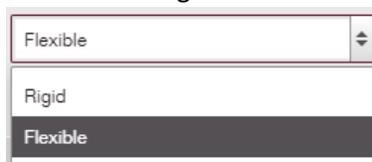


Figure 8. Options de conception de platine pour la détermination de la répartition des charges sur les chevilles

### 1.3.1 Option Rigide (Platine rigide)

Dans *PROFIS Chevilles* et *PROFIS Engineering*, avec l'option Rigide, les forces unitaires sur les chevilles proviennent de la charge totale appliquée sur le groupe de cheville. Les hypothèses pour l'option de conception de platine rigide, basées sur les directives actuelles de conception de cheville ([3], [4], [5], [6], [7] et [8]), sont les suivantes :

- Aucune déformation de la platine (les surfaces planes restent planes).
- Les contraintes sont réparties de façon linéaire sur l'ensemble de la section transversale de la platine (qui correspond au principe de Bernoulli pour le béton armé).
- Les propriétés mécaniques pertinentes pour la conception sont la section transversale de la fixation ( $A_s$ ) et le module d'élasticité de la fixation ( $E_s$ ).
- La rigidité du béton est caractérisée par son module d'élasticité.

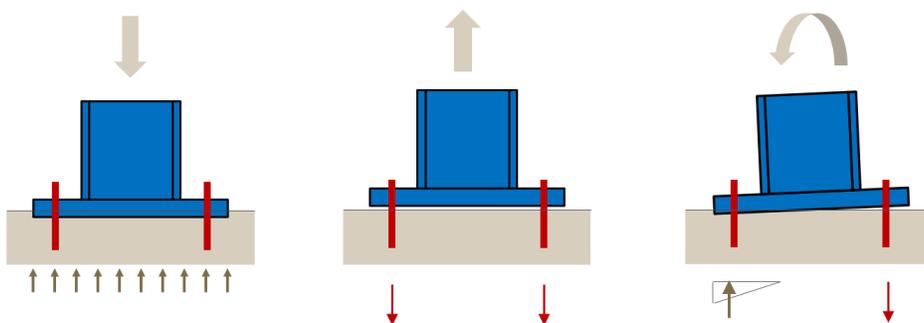


Figure 9. Comportement d'une platine rigide

Dans l'étape 1 de la Figure 10 ci-dessous, la méthode de conception d'une platine rigide calcule les forces d'ancrage et les contraintes résultantes sur le béton sur la base de l'hypothèse d'une platine rigide. Dans l'étape 2 de la Figure 10, cela transforme ces données en vecteurs de charge et applique ceux-ci à la platine, afin d'en déterminer les moments. L'épaisseur est ensuite calculée en fonction du moment dans la platine, en utilisant la limite d'élasticité de la platine (étape 3 de la Figure 10).

Lors de l'étape 4 de la Figure 10, l'utilisateur est chargé de vérifier que l'hypothèse d'une platine rigide est correcte. Malheureusement, cette étape n'est pas toujours réalisée correctement.

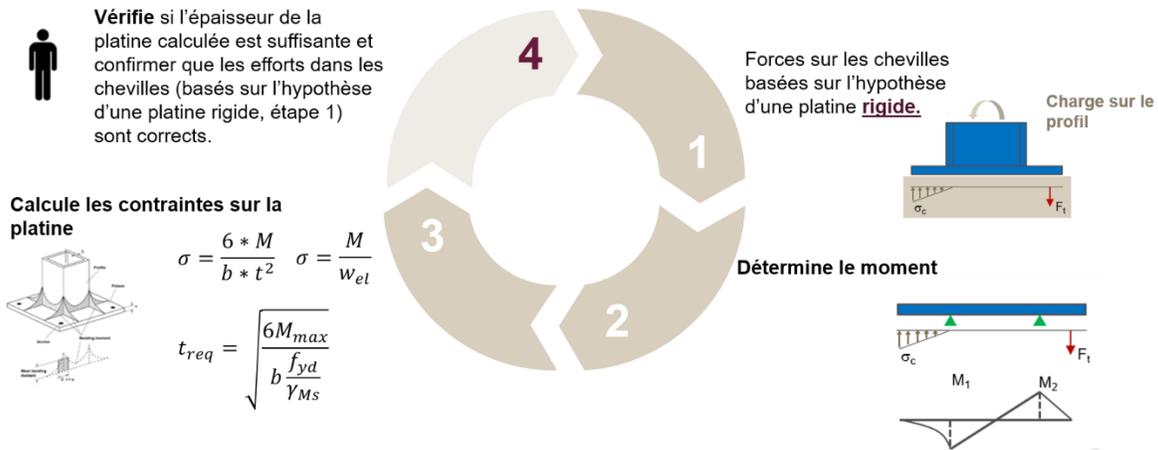


Figure 10. Étapes de la conception d'une platine rigide

### 1.3.2 Option Flexible (Platine flexible)

Le comportement réel des platines peut être rigide ou non rigide. Toutefois, les normes de calcul de chevilles nécessitent d'avoir une platine rigide.

La figure ci-dessous illustre deux exemples avec une platine sans déformations (rigide) et une platine avec déformations (non rigide). Cependant, il n'existe actuellement aucune définition claire de ce qu'est une platine rigide.

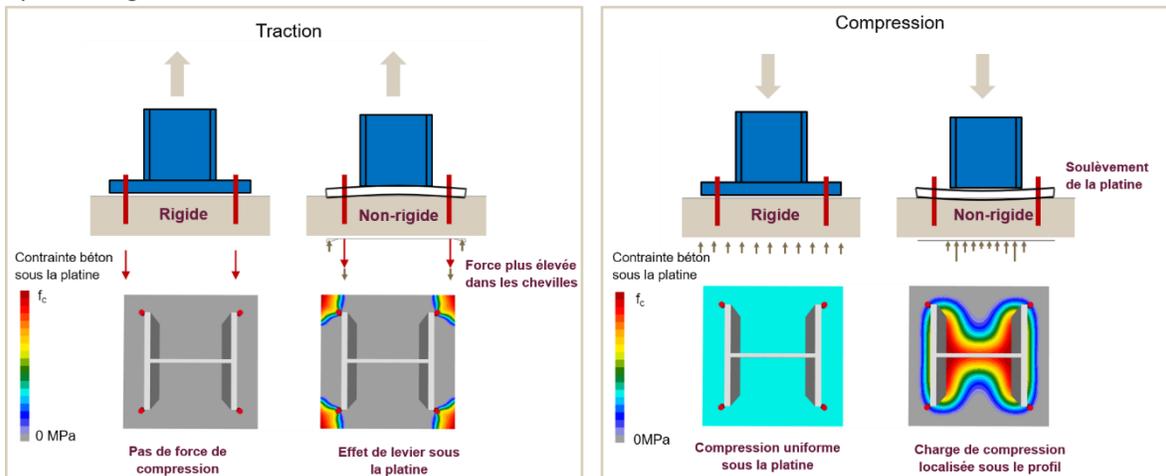


Figure 11. Deux exemples de comparaison de platine rigide / non rigide



Dans le comportement réel d'une platine, les propriétés mécaniques et la géométrie de l'ensemble des composants ont une influence sur la répartition de la charge (profil, soudures, raidisseurs, platine, chevilles et béton).

La conception de platine flexible basée sur la méthode des composants, qui prend en compte la conception de l'ensemble de l'assemblage, est présentée dans les chapitre suivants.

De plus, le logiciel *PROFIS Engineering* aide l'utilisateur à confirmer l'hypothèse d'une platine rigide, en lui permettant de vérifier dans quelle mesure la conception se rapproche d'une configuration rigide.

## 2 Conception flexible : méthode CBFEM

La méthode des éléments finis (MEF, ou FEM en anglais) est une méthode générale fréquemment utilisée en analyse structurelle. La MEF semble être la solution idéale pour modéliser des liaisons de toutes formes (Virdi 1999 [9]).

Une analyse élasto-plastique est requise, car l'acier apporte généralement de l'élasticité à la structure. Les résultats d'une analyse linéaire sont d'ailleurs inutiles dans la conception d'un assemblage sur lequel de fortes charges seront appliquées.

Les modèles éléments finis (EF) sont utilisés pour étudier le comportement de l'assemblage, impliquant généralement des éléments spatiaux et des valeurs mesurées sur les propriétés du matériau.

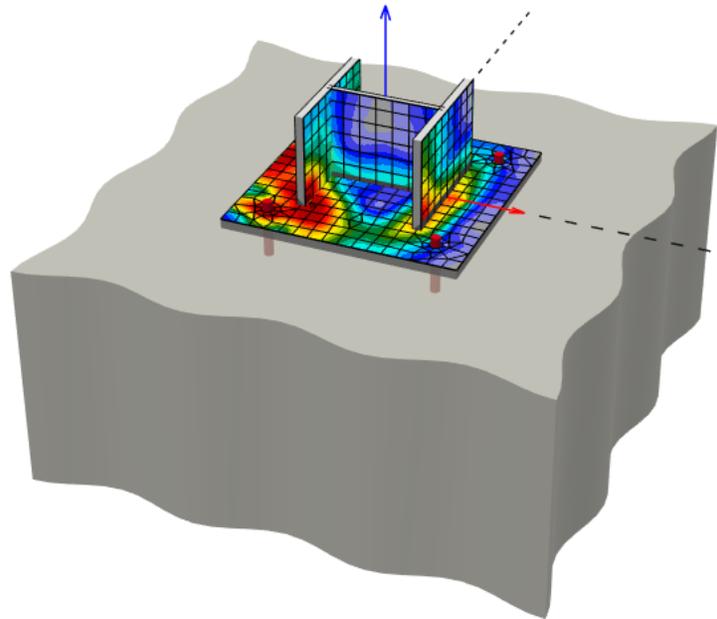


Figure 12. Modèle EF d'une liaison pour une étude – Utilisation d'éléments spatiaux 3D pour la platine et les chevilles

Les éléments de fixations (chevilles et soudures) sont les éléments les plus complexes d'un point de vue du modèle analytique. La modélisation de ces éléments dans des programmes MEF classiques est difficile car ceux-ci n'appliquent pas les propriétés requises. Il est alors nécessaire de développer des composants MEF spéciaux pour modéliser le comportement des soudures et des chevilles de l'assemblage.

Dans le cas des assemblages, l'analyse géométriquement non linéaire n'est pas nécessaire à moins que les platines soient très fines. L'épaisseur d'une platine peut être déterminée par une analyse des valeurs propres (flambement). L'analyse géométrique non linéaire n'est pas intégrée dans le logiciel.

## 2.1 Modélisation de l'acier

Les diagrammes de matériau les plus couramment utilisés dans la modélisation par éléments finis de l'acier structurel sont le modèle plastique ou élastique avec écrouissage et le diagramme réel contrainte/déformation.

Les platines dans le logiciel Hilti *PROFIS Engineering* sont modélisées avec un matériau élasto-plastique présentant un palier de plasticité conforme au code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.6. Le comportement du matériau est basé sur le critère de Von Mises. On part de l'hypothèse que le matériau est élastique jusqu'à ce qu'il atteigne sa limite d'élasticité,  $f_y$ .

Le critère de l'état limite ultime pour les zones non soumises à l'écrouissage consiste à atteindre la valeur limite de la contrainte de la membrane principale. La valeur de 5 % est recommandée par le code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8, Note 1.

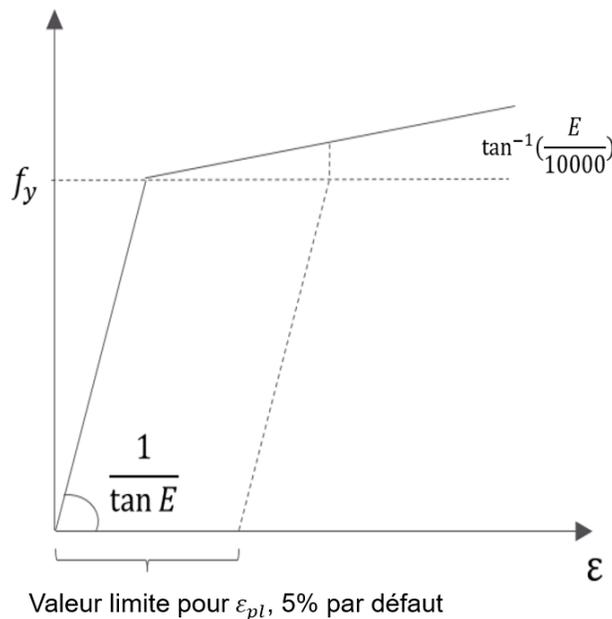


Figure 13. Diagramme de matériau de l'acier dans les modèles numériques

La valeur limite de la contrainte plastique est souvent sujette à discussions. En réalité, la charge ultime n'a que peu de sensibilité sur la valeur limite de la contrainte plastique lorsque vous utilisez le modèle plastique idéal, référence [11].

### 2.1.1 Modèle de platine

Les éléments type coque sont recommandés pour modéliser les platines dans le cadre d'une analyse par éléments finis (FEA, Finite Element Analysis) d'une liaison structurelle. On utilise des éléments coque

quadrilatère à quatre nœuds dans les angles. Six degrés de liberté sont pris en compte à chaque nœud : trois translations ( $u_x, u_y, u_z$ ) et trois rotations ( $\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$ ).

Les rotations perpendiculaires au plan de l'élément sont prises en compte. Une formulation 3D complète de l'élément est fournie. Les déformations de cisaillement hors plan sont prises en compte dans la formulation du comportement en flexion d'un élément basé sur une hypothèse de Mindlin. Les éléments MITC4 sont appliqués (cf. Dvorkin (1984) [12]). La coque est divisée à chaque point d'intégration en cinq couches à travers la platine et le comportement plastique est vérifié à chacun d'entre eux. On parle d'intégration de Gauss-Lobatto. La phase élasto-plastique non linéaire du matériau est analysée à chaque couche en fonction des contraintes connues.

### 2.1.2 Convergence du maillage

Le modèle de l'assemblage comporte certains critères pour la génération du maillage. Une analyse de sensibilité tenant compte de la discrétisation du maillage doit être réalisée par l'utilisateur, pour les géométries complexes. En général, une taille de maillage élevée offre des temps de calcul plus courts mais des résultats moins précis, tandis qu'une taille de maillage faible fournit des calculs plus lents mais des résultats plus précis.

Toutes les platines d'un assemblage acier/béton présentent la même division de leurs éléments constitutifs. La taille des éléments finis générés est limitée. La taille minimale d'un élément est définie à 10 mm et la taille maximale d'un élément est de 50 mm (ces valeurs peuvent être modifiées par l'utilisateur dans les paramètres avancés). Les maillages des ailes et de l'âme sont indépendants. Le nombre par défaut d'éléments finis est défini sur huit, pour les profils de grande dimension, tel qu'illustré dans la figure suivante. L'utilisateur peut modifier les valeurs par défaut dans les paramètres avancés, [11].

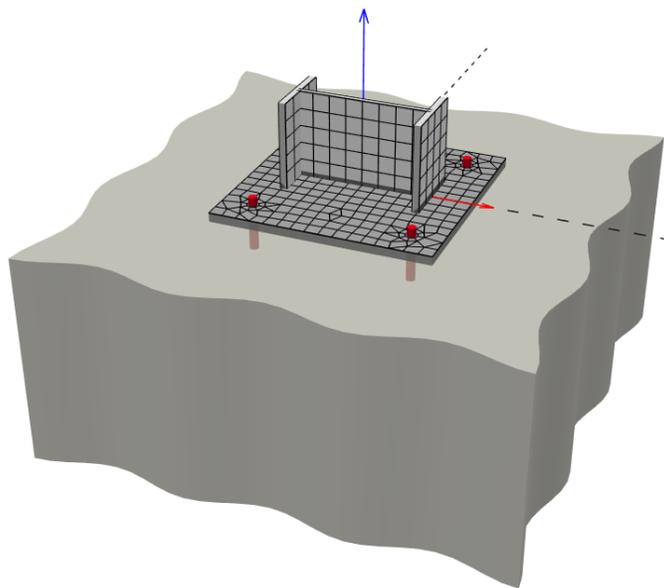


Figure 14. Maillage d'une colonne et de la platine avec des contraintes entre l'âme et l'aile

La relation entre le maillage du profil et le maillage de la platine est définie comme suit :

$$\text{maille sur le plus grand côté de la platine} = 2 \cdot \text{nombre d'éléments de maillage du profil}$$

La taille par défaut de l'élément fini est alors définie sur 16, comme indiqué sur la figure ci-dessous.

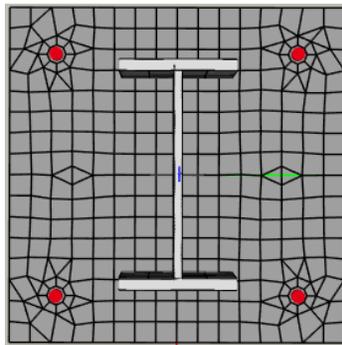


Figure 15. Maillage d'une platine avec 16 éléments sur sa largeur

L'exemple suivant d'un assemblage acier/béton illustre l'influence de la taille du maillage sur les contraintes dans la platine. La charge résulte d'un moment de flexion illustré dans la figure suivante, le nombre d'éléments finis le long de la section transversale varie de 8 à 40 (entraînant une division de la longueur de platine par un facteur de 16 à 80) et les résultats font l'objet d'une comparaison. Il est recommandé de sous-diviser la longueur de la platine en 16 éléments (en rouge dans le diagramme ci-dessous), car des plus petits éléments feront ralentir les calculs sans en améliorer la précision. Il est de la responsabilité de l'utilisateur de définir la taille du maillage pour son application.

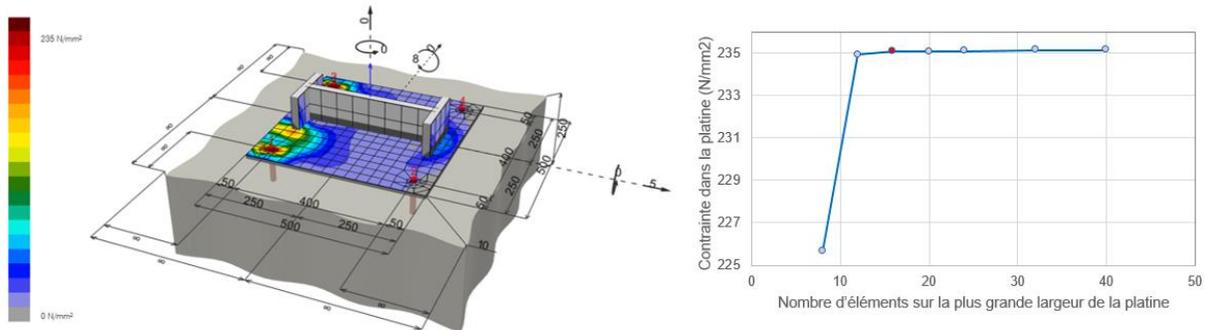


Figure 16. Influence de la taille du maillage sur les contraintes de la platine

## 2.2 Chevilles

Les propriétés du matériau des chevilles sont basées sur la recherche expérimentale réalisée par Hilti pour l'évaluation de ses produits. La rigidité de la cheville est une caractéristique spécifique à chaque produit, qui varie suivant le produit sélectionné, les conditions de charge, le diamètre, le matériau et la profondeur d'implantation.

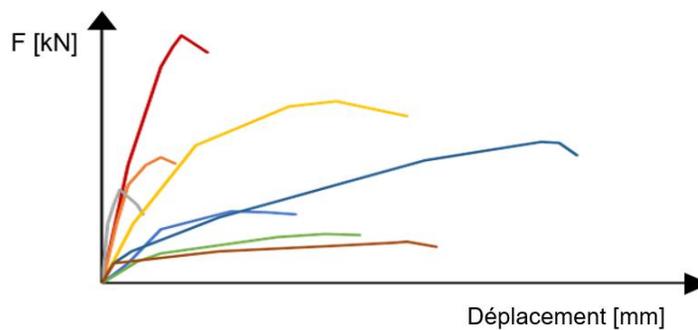


Figure 17. Schéma déplacement en fonction de la charge

### 2.2.1 Chevilles avec écartement

Le modèle CBFEM décrit dans le présent document est adapté aux fixations des platines sur béton ou platines avec écartement, uniquement dans le cas où il existe une couche intermédiaire. La couche intermédiaire doit avoir la même résistance que le matériau support béton.

On suppose que cette couche peut résister à la contrainte de compression et que la contrainte de traction est transmise aux chevilles. La répartition interne de la charge est déterminée par le modèle d'éléments finis.

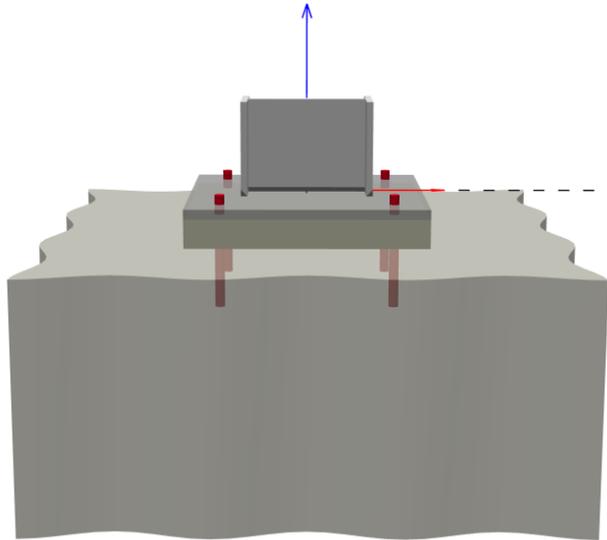


Figure 18. Chevilles avec écartement sur couche intermédiaire

Les utilisateurs du logiciel PROFIS doivent, dans ce cas, sélectionner un écartement avec couche intermédiaire.

Si la résistance à la compression de la couche est inférieure à celle du béton situé en dessous, le logiciel PROFIS suppose, de façon conservatrice, que ce mortier ne peut pas transmettre les forces de compression au béton.

Ecartement



Montage ave... >

Niveau d'encastrement

Distance

30 mm

Niveau d'encastrement

2

Type de mortier

Joint multiple (personnalisé)

Résistance à la compression

30 N/mm<sup>2</sup>

Figure 19 : Sélection d'un écartement avec couche intermédiaire

Les vérifications de la résistance des chevilles réalisées par PROFIS Engineering tiennent compte d'un accroissement de la charge de cisaillement dû au bras de levier de la charge de cisaillement, conformément au calcul présenté en exemple ci-dessous.

**1.4.1 Steel failure (with lever arm)**

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s}^M = \frac{V_{Rk,s}^M}{\gamma_{M,s,b}} \quad \text{ETAG 001 Annex C, Table 5.2.3.1}$$

$$V_{Rk,s}^M = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l} \quad \text{ETAG 001 Annex C, Eq. (5.5)}$$

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd,s}}\right) \quad \text{ETAG 001 Annex C, Eq. (5.5a)}$$

$$l = e_c + \frac{t}{2} + a_3 \quad \text{ETAG 001 Annex C, Eq. (4.2)}$$

$l$ [mm]	$\alpha_M$			
40.0	2.00			
$N_{Sd} / N_{Rd,s}$	$1 - N_{Sd} / N_{Rd,s}$	$M_{Rk,s}^0$ [kNm]	$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 (1 - N_{Sd} / N_{Rd,s})$ [kNm]	
0.076	0.924	0.092	0.085	
$V_{Rk,s}^M = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / l$ [kN]		$\gamma_{M,s,b}$	$V_{Rd,s}^M$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
4.251		1.500	2.834	1.256

Figure 20 : Exemple de résistance au cisaillement de l'acier d'une cheville Hilti avec bras de levier

## 2.3 Support béton

### 2.3.1 Modèle de conception

Avec la méthode CBFEM, il est plus pratique de simplifier le support béton en tant qu'éléments de contact 2D. La liaison entre le béton et la platine résiste uniquement en compression. La compression est transférée via le modèle d'interaction sol-structure de Winkler-Pasternak qui représente les déformations du bloc de béton. La force de traction entre la platine et le bloc béton est transmise par les boulons d'ancrage, référence [11].

### 2.3.2 Raideur

La rigidité du bloc de béton peut être évaluée pour la conception des platines de pied de poteaux en tant que demi-sphère élastique. Le modèle de sol-structure de Winkler-Pasternak est couramment utilisé pour effectuer un calcul simplifié des fondations. La rigidité des fondations est déterminée à l'aide du module d'élasticité du béton et de la hauteur effective des fondations, comme suit [11] :

$$k = \frac{E_c}{(a_1 + v) \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{ref}}}} \left( \frac{1}{\frac{h}{a_2} + a_3} + a_4 \right)$$

Où :

- $k$  – Rigidité des fondations en béton, en compression
- $E_c$  – Module d'élasticité du béton
- $\nu$  – Coefficient de Poisson du bloc de béton
- $A_{eff}$  – Surface effective en compression
- $A_{ref} = 10 \text{ m}^2$  – Surface de référence
- $d$  – Côté le moins long de la platine rectangulaire
- $a_1 = 1.65 ; a_2 = 0.5 ; a_3 = 0.3 ; a_4 = 1.0$  – Coefficients

Les unités SI doivent être utilisées dans la formule, avec comme unité de résultat  $\text{N/m}^3$ .

## 2.4 Soudures

Plusieurs options existent pour le traitement des soudures dans les modèles numériques. Il est possible d'utiliser différentes définitions de maillage, différentes variables cinétiques et cinématiques et différents modèles constitutifs. On utilise généralement différents types de modèles 2D et 3D géométriques, avec les éléments finis correspondants aux différents niveaux de précision. Le modèle de matériau le plus couramment utilisé est le modèle de plasticité commun indépendant du temps, basé sur le critère de Von Mises. Nous décrivons ici les deux approches utilisées pour les soudures, référence [11].

### 2.4.1 Soudures sur les platines

Cette première option de modélisation des soudures entre les plaques (platines et poteaux) est un assemblage rigide par liaison entre les mailles des deux plaques connectées. L'assemblage est appelée contrainte multi-point (MPC, Multi Point Constraint) et relie les nœuds des éléments finis du bord d'une platine à l'autre platine. Les nœuds des éléments finis ne sont pas reliés directement. L'avantage de cette approche est la capacité à relier des maillages présentant des densités différentes. La contrainte multi-point permet de modéliser la surface médiane des platines connectées avec un décalage respectant l'épaisseur réelle des plaques. Ce type de liaison est utilisé pour les soudures pleine pénétration, référence [11].

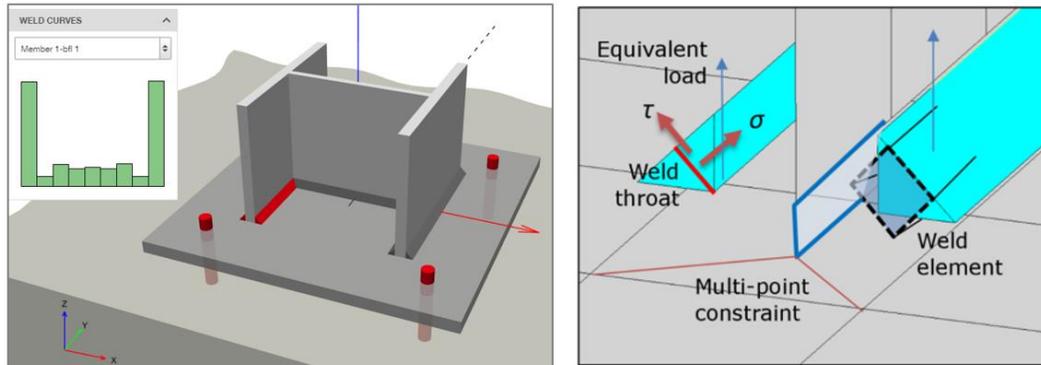


Figure 21. Contrainte entre l'élément de soudure et les nœuds du maillage, référence [11]

#### 2.4.2 Soudure avec redistribution plastique des contraintes

La répartition des charges sur une soudure est dérivée de la méthode MPC, afin que les contraintes soient calculées au niveau de la gorge. Ceci est important pour la répartition des contraintes sur la platine sous la soudure et pour la modélisation T-section. Ce modèle ne respecte pas la rigidité de la soudure et la répartition des contraintes s'effectue de façon conservative. Les pics de contrainte, qui apparaissent aux extrémités du bord de la platine, dans les coins et sur les arrondis, régissent la résistance sur toute la longueur de la soudure. Pour exprimer le comportement de la soudure, un modèle amélioré est appliqué. Un élément élasto-plastique spécial est ajouté entre les plaques. Cet élément respecte l'épaisseur de la gorge de soudure, sa position et son orientation. Un élément solide type soudure équivalente est inséré avec les dimensions de soudure correspondantes. L'analyse du matériau non linéaire est appliquée et le comportement élasto-plastique de l'élément de soudure équivalent est pris en compte. [11].

#### 2.4.3 Matériau acier et arrachement lamellaire

PROFIS Engineering effectue une vérification de l'assemblage en termes de conception. L'arrachement lamellaire est lié au choix des matériaux acier structurel. En fonction de la soudure, une valeur 'Z' plus élevée peut être nécessaire pour les composants impliqués (profil, platine et raidisseurs).

La prise en compte de la valeur acier Z pour empêcher l'arrachement lamellaire n'est pas déterminée par PROFIS Engineering.

Les utilisateurs peuvent spécifier une valeur de limite d'élasticité et de résistance ultime pour l'acier principal, à partir d'autres données sur l'acier structurel telle que la valeur 'Z'. Afin de définir pleinement les caractéristiques de l'acier, plus d'informations sont nécessaires (ex. image ci-dessous).

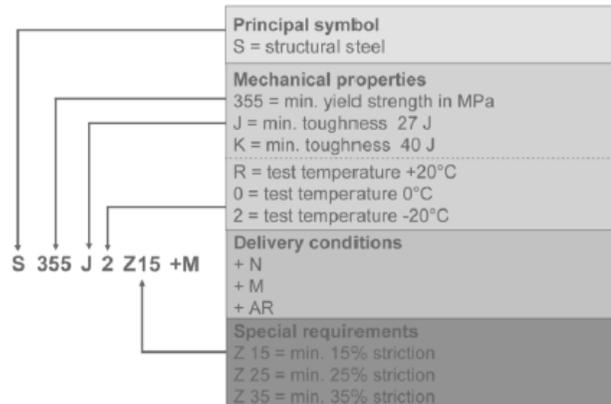


Figure 22. Désignation du type d'acier conformément au code EN 10025 (2004). Source : « The right choice of steel » [13]

## 2.5 Point d'application des charges de cisaillement

La charge de cisaillement appliquée à la platine est transférée aux chevilles, conformément au code EN 1992-4, section 6.2.2.3.

L'hypothèse est faite que les fixations ne subissent pas de bras de levier si toutes les conditions ci-dessous sont satisfaites :

- La pièce à fixer est en acier et est en contact avec la fixation sur une longueur de  $0.5t_{fix}$ .
- Un mortier de calage d'une épaisseur de  $t_{grout} \leq 0.5d$  est mis en place au minimum sous la totalité de la surface de la pièce à fixer, sur une surface de béton rugueuse, en tant que couche intermédiaire. La résistance du mortier doit être équivalente à celle du support béton, sans toutefois être inférieure à  $30 \text{ N/mm}^2$ .

Lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites, on suppose que la force de cisaillement au niveau des fixations joue le rôle d'un bras de levier. Le point pris en compte pour l'application de la charge de cisaillement avec bras de levier est le centre de la platine.

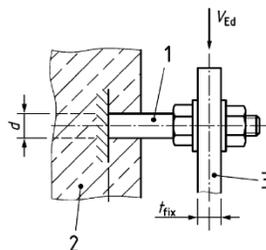


Figure 23 : Point d'application de la charge de cisaillement avec bras de levier

## 2.6 Annexes nationales de l’Eurocode à prendre en compte lors de la conception

Les annexes nationales de l’Eurocode EC3 et EC2 affectent les valeurs par défaut du calcul de la platine avancée (ABP, Advance Base Plate) pour  $\gamma_{M0}$ ,  $\gamma_{M1}$ ,  $\gamma_{M2}$  et le facteur béton  $\alpha_{cc}$ .

La plupart des pays Européen ont publié une Annexe Nationale qui fournit aux ingénieurs des consignes sur les facteurs de sécurité à utiliser lors de la conception. Les valeurs par défaut utilisées dans PROFIS Engineering sont conformes à l’Annexe Nationale de chaque région concernée par la conception.

Cependant, l’utilisateur peut également modifier ces valeurs dans les paramètres avancés (cf. figure ci-dessous).

**Méthode de calcul acier et paramètres** ^

Basé sur l'EN  
 Basé sur AISC et LRFD

Coefficient partiel pour les assemblages gamma M0	Coefficient partiel pour les assemblages gamma M1	Coefficient partiel pour les assemblages gamma M2
1	1,1	1,25

**Paramètres de calcul de la platine avancée** ^

**Analyses et vérifications**

Afficher les résultats de la contrainte / déformation sur l'acier :

Contrainte / déformation ULS sur l'acier  
 Contrainte / déformation maximale sur l'acier

**Dalle de béton**

Coefficient de joint Bj	Surface utile (influence du maillage)	Angle de distribution des charges de la dalle de béton	$\alpha_{cc}$
0,67	0,1	33,7°	0,85

Figure 24. Paramètres avancés pour la modification des facteurs de sécurité

## 2.7 Application CBFEM en cas de conception sismique

Les bâtiments en acier offrant une résistance aux tremblements de terre doivent être conçus conformément à l'un des comportements dissipatifs suivants :

- Comportement dissipatif faible (concept a)
- Comportement dissipatif moyen ou élevé (concept b)

Tableau 1 : exigences de classe de section transversale des éléments dissipatifs en fonction de la classe de ductilité (moyenne et élevée) et de la référence au facteur de comportement  $q$  (Tableau 6.3, EN 1998-1)

Conception	Classe de ductilité structurelle	Plage des valeurs de référence pour le facteur de comportement $q$
Conception a) Faible comportement sismique dissipatif	DCL	$\leq 1.5-2$
Conception b) Comportement sismique dissipatif	DCM	$\leq 4$
	DCH	Limité uniquement par les valeurs du Tableau 6.2, EN 1998

Dans PROFIS Engineering, le type de charge sismique (Load Type Seismic) doit être sélectionné pour valider des combinaisons de charges sismiques.

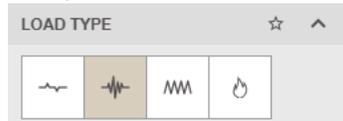


Figure 25 : Sélection des combinaisons de charges sismiques

La valeur  $q$  doit être déterminée par l'utilisateur, en dehors de PROFIS. Vous sélectionnez ensuite une conception élastique ou plastique sur la base de la valeur  $q$  définie et du Tableau 1.

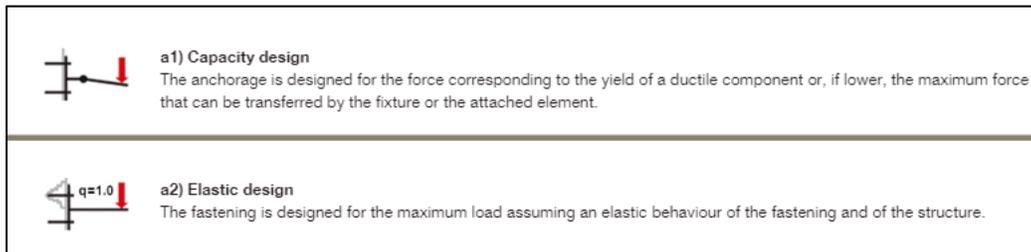


Figure 26 : Capacité et conception élastique

La conception CBFEM décrite dans le présent document s'applique à la conception a), et la résistance des éléments et des liaisons doit être évaluée conformément au code EN 1993, sans exigences supplémentaires (section 6.1.2(4) du code EN 1998-1).

Dans ce cas, PROFIS Engineering procède à la conception de l'assemblage pour les combinaisons de charges sismiques, tel que décrit ci-dessous.

Tableau 2 : Détails de la conception CBFEM en cas de construction sismique (DCL,  $q < 1,5-2$ )

Composant	Définition de la répartition de la charge	Définition de la résistance
Acier	2.1 Modélisation de l'acier	3.3 Profil 3.2 Platine 3.4 Raidisseurs
Chevilles	2.2 Chevilles	3.1 Vérification des chevilles
Bloc béton	<b>Erreur ! Source du renvoi introuvable.</b> <b>Erreur ! Source du renvoi introuvable.</b>	3.5 Support béton
Soudures	2.4 Soudures	3.6 Soudures

L'application CBFEM en cas de conception sismique a été étudiée et évaluée par Hilti, référence [14].

## 3 Conception CBFEM : Vérification des éléments conformément à l'Eurocode

La méthode CBFEM combine les avantages de la méthode des éléments finis (MEF ou FEM -Finite Element Method- en anglais) et de la méthode des composants (CM, Component Method) mentionnée dans le code EN 1993-1-8 [1]. Les contraintes et les forces internes dérivées du modèle CBFEM sont utilisées dans les contrôles appliqués à l'ensemble des éléments. Les éléments individuels sont contrôlés en fonction de l'Eurocode EN 1993-1-8 [1]. En règle générale, tous les composants acier doivent présenter une largeur supérieure à 4 mm, ce qui représente la limite pour une pleine conformité avec les codes EN 1993-1-1 [15] et EN 1993-1-8 [1].

PROFIS détermine la conception au niveau de l'assemblage. Les sections critiques de la conception, comme le flambement, ne sont pas déterminées lors de la vérification de l'assemblage, du fait que PROFIS aurait besoin pour cela de mieux connaître la structure environnante et pas uniquement le nœud concerné.

### 3.1 Vérification des chevilles

#### 3.1.1 Combinaisons de charges statiques

L'utilisateur peut choisir de réaliser une conception de chevillage conformément aux codes de conception européens suivants :

- Eurocode 2-4.
- ETAG 001 Annexe C.
- EOTA TR029.
- *fib* Bulletin de conception 58.

Les vérifications sont effectuées conformément aux consignes sélectionnées par l'utilisateur pour les modes de rupture de l'acier et du béton.

Tableau 3. Vérifications requises pour les chevilles en traction

	Mode de rupture	Fixation unique	Groupe de fixations	
			Cheville la plus chargée	Groupe
1 	Rupture acier	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2 	Rupture par cône de béton	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$
3 	Rupture par glissement	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4 	Rupture par cône de béton	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5 	Rupture par fendage	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^g \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$

Tableau 4. Vérifications requises pour les chevilles en cisaillemen

	Mode de rupture	Fixation unique	Groupe de fixations	
			Cheville la plus chargée	Groupe
1 	Rupture de l'acier sans bras de levier	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2 	Rupture de l'acier avec bras de levier	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
3 	Rupture par effet de levier	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$
4 	Rupture béton en bord de dalle	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$

### 3.1.2 Combinaisons de charges sismiques

Conformément au code EN 1992-4/EOTA TR045, la résistance nominale d'une fixation en cas de séisme doit être déterminée par mode de rupture, conformément aux calculs suivants :

$$R_{d,eq} = \frac{R_{k,eq}}{\gamma_{M,eq}}$$

Où :

$$R_{k,eq} = \alpha_{gap} \alpha_{eq} R_{k,eq}^0$$

$\gamma_{M,eq}$  correspond aux facteurs de sécurité liés au mode de rupture sismique.

Et :

$R_{k,eq}^0$  correspond aux caractéristique de résistance de base d'un mode de rupture donné.

$\alpha_{gap}$  est défini dans l'ETE du produit.

$\alpha_{eq}$  est défini dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 5 : Facteurs de réduction pour  $\alpha_{eq}$  en tension, au titre du code EN 1992-4

	Mode de rupture	Fixation unique	Groupe de fixations
1 	<b>Rupture de l'acier de la fixation</b>	1	1
2 	<b>Rupture par cône de béton</b> Fixation à tête et fixation à encoche Toutes les autres fixations	1 0,85	0,85 0,75
3 	<b>Rupture par arrachement de la fixation</b>	1	0,85
4 	<b>Rupture combinée par arrachement et par cône de béton</b>	1	0,85
5 	<b>Rupture par fendage du béton</b>	1	0,85

Tableau 6 : Facteurs de réduction pour  $\alpha_{eq}$  en cisaillement, au titre du code EN 1992-4

	Mode de rupture	Fixation unique	Groupe de fixations
1 	<b>Rupture de l'acier de la fixation sans bras de levier</b>	1	0,85
2 	<b>Rupture de l'acier de la fixation avec bras de levier</b>	1	0,85
3 	<b>Rupture par arrachement du béton</b> Fixation à tête et fixation à encoche Toutes les autres fixations	1 0,85	0,85 0,75
4 	<b>Rupture au bord du béton</b>	1	0,85

## 3.2 Platine

La contrainte équivalente résultante (contrainte de Von Mises) et la contrainte plastique sont calculées sur les platines conformément au modèle EF défini dans le Chapitre 2.

### Contrainte

L'utilisation du critère Von Mises est également indiquée pour déterminer le niveau de contrainte maximum sur la section transversale.

$$\sigma_{Ed,eq} \leq f_{yd} \text{ EN 1993-1-6 [16], Section 6.2}$$

PROFIS Engineering et le code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8, Note 1, autorisent une contrainte légèrement supérieure à  $f_{yd}$ , car le niveau de contrainte en cisaillement de l'acier n'est pas constant à 100 %. Une légère augmentation de la contrainte a lieu durant cette phase.

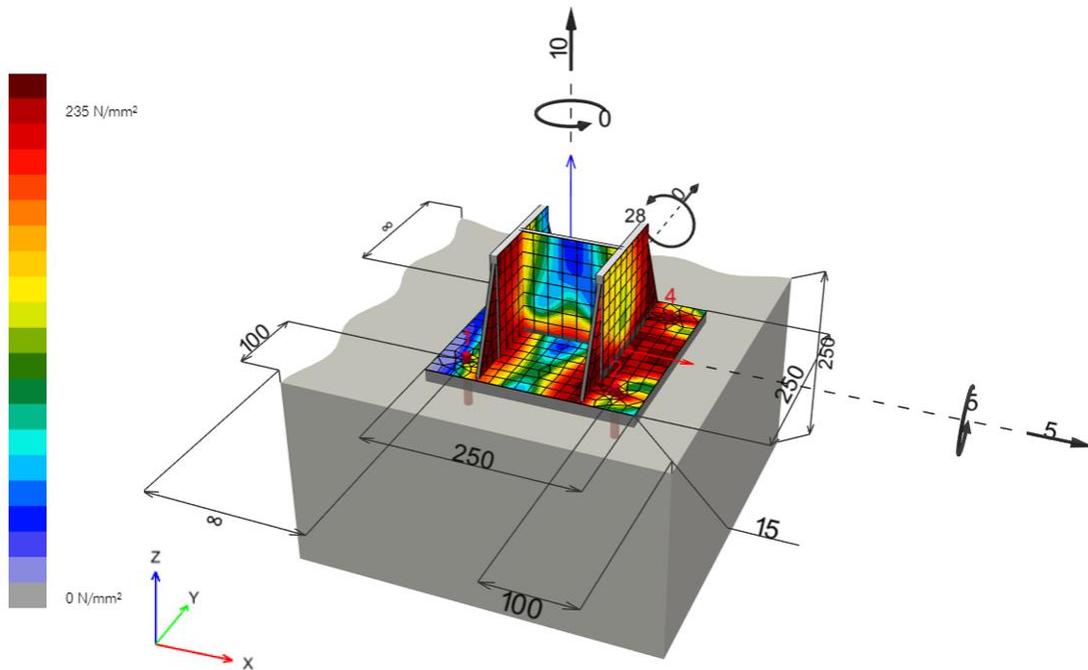


Figure 27. Exemple de contrainte acier

### Déformations

Le critère de l'état limite ultime pour les éléments structuraux doit vérifier les contraintes de déformation de la membrane principale par rapport à une valeur limite définie ( $\varepsilon$ ).

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{lim} \text{ conformément au code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1}$$

Où  $\epsilon_{lim}$  est défini par l'utilisateur. PROFIS Engineering propose une valeur par défaut de  $\epsilon_{lim}$ , en prenant en compte une valeur maximum de 5 % (EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1).

L'ingénieur a la responsabilité de contrôler les limites de déformation maximum et de vérifier s'il existe des réglementations nationales pour  $\epsilon_{lim}$  sur les marchés spécifiques concernés. Ces informations doivent figurer dans l'Annexe Nationale du code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1.

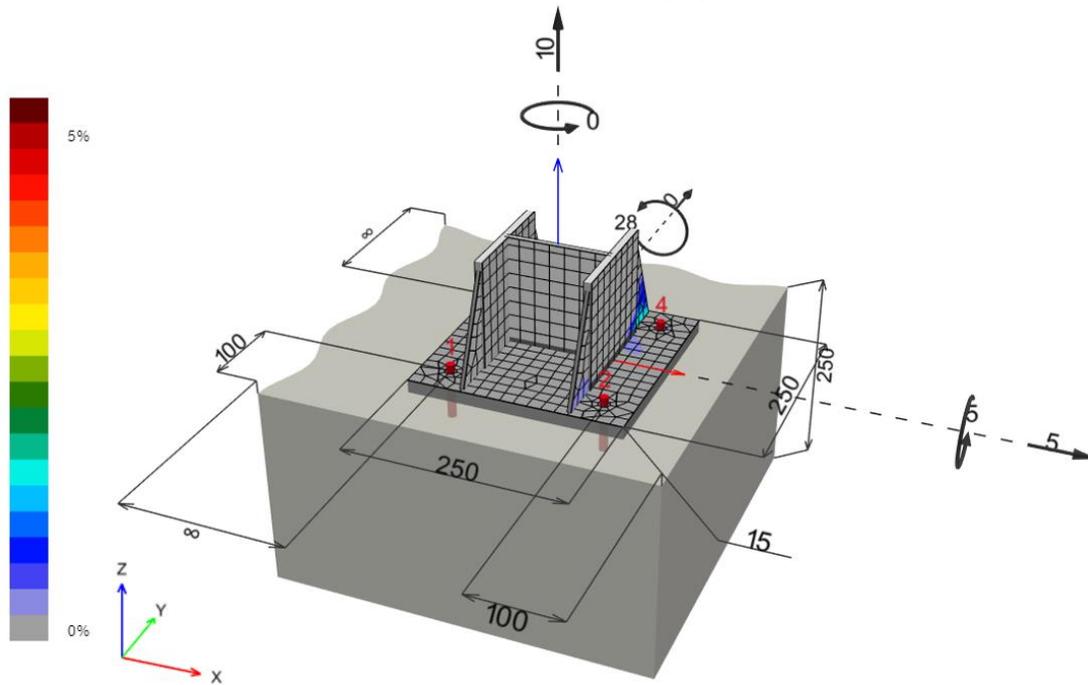


Figure 28. Exemple de déformation plastique

Les éléments de la platine étant divisés en cinq couches, le comportement élastique/plastique est étudié séparément pour chacune d'elle. Une vérification du niveau de contrainte et de la déformation plastique équivalente est effectuée par le logiciel. Le résultat du calcul indique la vérification la plus critique pour les cinq couches.

Le critère de limite est de 5 %, tel que recommandé dans l'Eurocode EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1. La conception de la liaison ne remplace pas la conception acier pour les sections transversales critiques, qui doit être effectuée en dehors du logiciel PROFIS Engineering.

Part	Load combination	Material	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M0}$	$\epsilon_{lim}$ [%]	$\sigma_{Ed}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	Status
Plate	Combination 1	S 235	235.00	1.00	5.00	235.20	0.10	OK
Profile	Combination 1	S 235	235.00	1.00	5.00	235.55	0.26	OK

Figure 29. Niveau de contrainte et déformation plastique équivalente

La méthode CBFEM peut indiquer une contrainte acier supérieure à la limite d'élasticité. Cela est dû à la légère inclinaison (1) de la branche plastique du diagramme contrainte/déformation utilisé dans l'analyse pour améliorer la stabilité du calcul d'interaction.

Cela ne pose pas de problème en pratique. À des charges plus élevées, la déformation plastique équivalente augmente et une rupture de la liaison a lieu, due au dépassement de la limite de déformation plastique.

### 3.3 Profil

Une partie du profil est modélisée pour garantir que la répartition des contraintes est stable afin d'être transférée aux soudures. Cependant, le logiciel ne saurait remplacer la vérification sur la superstructure, car il n'effectue aucune évaluation de flambement ou de stabilité. Il contrôle toutefois les contraintes et la déformation dans une section du profil.

#### Déformations

Le critère de l'état limite ultime pour les éléments structurels doit vérifier les contraintes de déformation de la membrane principale par rapport à une valeur limite définie ( $\varepsilon$ ).

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{lim} \text{ conformément au code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1}$$

Où  $\varepsilon_{lim}$  est défini par l'utilisateur. *PROFIS Engineering* propose une valeur par défaut de  $\varepsilon_{lim}$ , en prenant en compte une valeur maximum de 5 % (EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1).

L'ingénieur a la responsabilité de contrôler les limites de déformation maximum et de vérifier s'il existe des réglementations nationales pour  $\varepsilon_{lim}$  sur les marchés spécifiques concernés. Ces informations doivent figurer dans l'Annexe nationale du code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1.

#### Contrainte

L'utilisation du critère de Von Mises est également indiquée pour déterminer le niveau de contrainte maximum sur la section transversale.

$$\sigma_{Ed,eq} \leq f_{yd} \text{ EN 1993-1-6 [16], Section 6.2}$$

*PROFIS Engineering* et le code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1 autorisent tous deux une contrainte légèrement supérieure à celle définie dans  $f_{yd}$ . Ceci est dû au fait que le niveau de contrainte en cisaillement de l'acier n'est pas constant à 100 %. Une légère augmentation de la contrainte a lieu durant cette phase.

### 3.4 Raidisseurs

Tout comme pour les composants de platine et de profil, *PROFIS Engineering* vérifie la contrainte équivalente sur les raidisseurs (ou la contrainte de Von Mises), ainsi que la déformation plastique. Cette vérification ne remplace pas la conception de l'armature, qui est obligatoire pour les structures acier (y compris le contrôle de flambement des raidisseurs).

#### Déformations

Le critère de l'état limite ultime pour les éléments structurels doit vérifier les contraintes de déformation de la membrane principale par rapport à une valeur limite définie ( $\varepsilon$ ).

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{lim} \text{ conformément au code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1}$$

Où  $\varepsilon_{lim}$  est défini par l'utilisateur. *PROFIS Engineering* présente une valeur par défaut de  $\varepsilon_{lim}$ , en prenant en compte une valeur maximum de 5 % (EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1).

L'ingénieur a la responsabilité de contrôler les limites de déformation maximum et de vérifier s'il existe des réglementations nationales pour  $\varepsilon_{lim}$  sur les marchés spécifiques concernés. Ces informations doivent figurer dans l'Annexe nationale du code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8 Note 1.

#### Contrainte

L'utilisation du critère de Von Mises est également indiquée pour déterminer le niveau de contrainte maximum sur la section transversale.

$$\sigma_{Ed,eq} \leq f_{yd} \text{ EN 1993-1-6 [16], Section 6.2}$$

*PROFIS Engineering* et le code EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8, Note 1, autorisent une contrainte légèrement supérieure à celle définie dans  $f_{yd}$ , car le niveau de contrainte en cisaillement de l'acier n'est pas constant à 100 %. Une légère augmentation de la contrainte a lieu durant cette phase.

### 3.5 Support béton

La résistance du béton en compression 3D est déterminée sur la base du code EN 1993-1-8 [1] en calculant la résistance de portée nominale de la partie béton de la liaison,  $f_{jd}$ , sous la surface effective,  $A_{eff}$ , de la platine. La résistance de portée nominale du joint,  $f_{jd}$ , est évaluée conformément à la Cl. 6.2.5 du code EN 1993-1-8 [1] et à la Cl. 6.7 du code EN 1992-1-1. La qualité et l'épaisseur du calage sont introduits par le coefficient de liaison,  $\beta_{jd}$ . Pour une qualité de mortier de calage équivalent ou supérieure à la qualité du béton, prévoir  $\beta_{jd} = 1.0$ . La surface effective,  $A_{eff,cm}$  sous la platine est estimée avoir la forme de la section transversale de la colonne, plus la largeur de portance supplémentaire,  $c$ .

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_i\gamma_{M0}}}$$

où  $t$  correspond à l'épaisseur de la platine,  $f_y$  à la limite d'élasticité de la platine et  $\gamma_{M0}$  au facteur de sécurité partiel pour l'acier.

La surface effective est calculée par itération jusqu'à ce l'écart entre les largeurs de portance supplémentaires de l'itération en cours et de la précédente  $|c_i - c_{i-1}|$  soit inférieur à 1 mm.

La surface sur laquelle le béton est en compression s'obtient avec les résultats de l'analyse EF. Cette surface en compression,  $A_{eff,FEM}$ , permet de déterminer la position de l'axe neutre.

L'intersection de la surface en compression,  $A_{eff,FEM}$ , et de la surface effective,  $A_{eff,cm}$ , permet d'évaluer la résistance d'une platine de pied de poteau en charge, quelle que soit la forme de la colonne et les raidisseurs utilisés. Cette intersection est appelée  $A_{eff}$ . La contrainte moyenne  $\sigma$  sur la surface effective,  $A_{eff}$ , correspond à la force de compression divisée par la surface effective. Vérifiez les contraintes du composant,  $\sigma \leq f_{jd}$

Résistance du béton à la compression concentrée :

$$f_{jd} = \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Contrainte moyenne sous la platine :

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$$

Utilisation en compression [%] :

$$Ut = \frac{\sigma}{f_{jd}}$$

Où :

- $f_{ck}$  – Caractéristique de résistance en compression du béton
- $\beta_j = 0.67$  – Facteur de qualité du scellement, modifiable dans la configuration du code
- $k_j$  – Facteur de concentration
- $\gamma_c$  – Facteur de sécurité pour le béton
- $A_{eff}$  – Surface effective sur laquelle est répartie la force normale de la colonne,  $N$

Variables						
N [kN]	$A_{eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\beta_j$	$k_j$	$\alpha_{cc}$	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_c$
62.225	3,133	0.67	3.00	0.85	25.00	1.50
Results						
$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{jd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Utilization [%]		Status		
19.86	28.47	70		OK		

Figure 30. Contrainte de contact dans le béton

### 3.5.1 Sensibilité du maillage

Cette procédure d'évaluation de la résistance du béton en compression est indépendante du maillage de la platine, comme l'indique les figures ci-dessous. Elle est illustrée dans l'exemple d'évaluation du béton en compression, conformément à l'Eurocode.

Deux scénarios ont été étudiés : chargement par pure compression de 1 200 kN et chargement par la combinaison d'une force de compression de 1 200 kN et d'un moment de flexion de 90 kN.

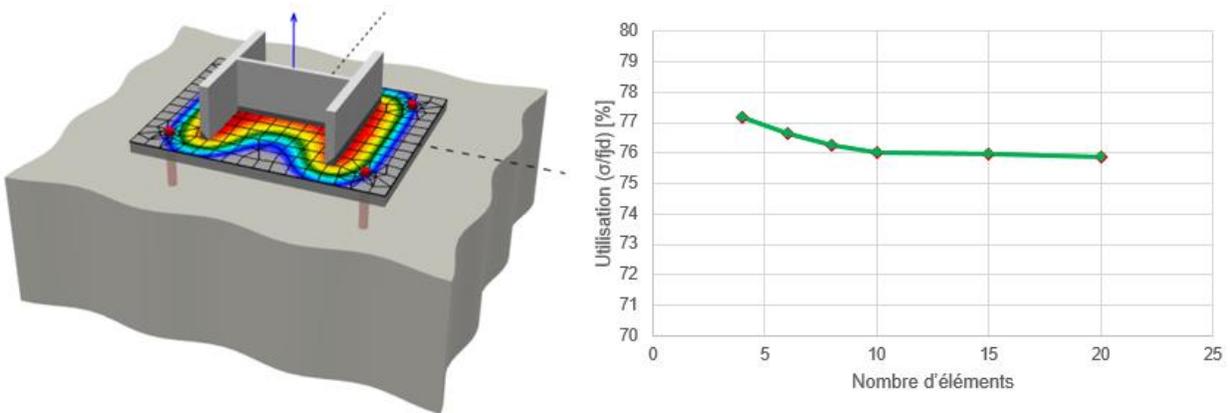


Figure 31. Influence du nombre d'éléments sur la résistance du béton en compression en cas de compression pure

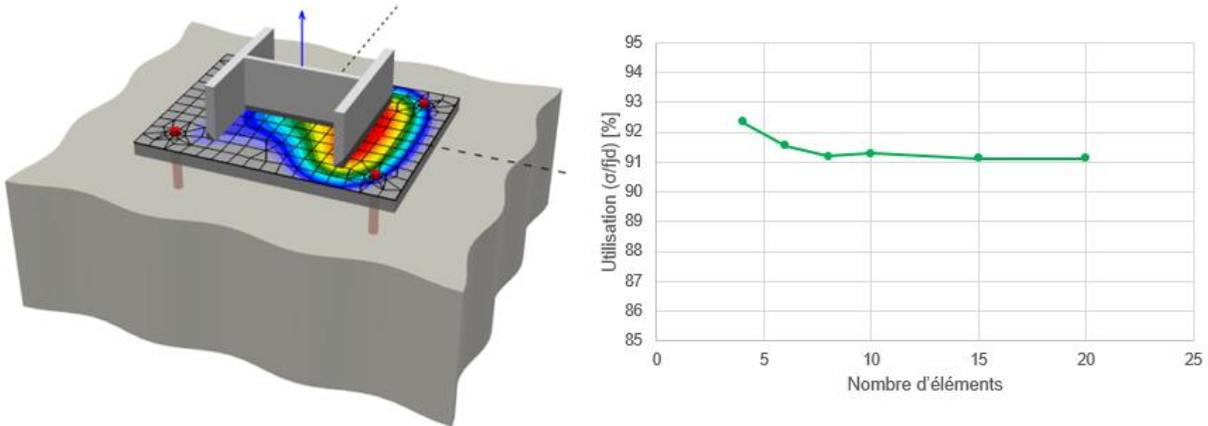


Figure 32. Influence du nombre d'éléments sur la résistance du béton en compression en cas de compression et de flexion combinées

### 3.6 Soudures

Trois options de soudure sont possibles, sur la base des matériaux de soudure indiqués dans le code EN 1991-1 [17]. L'utilisateur peut choisir de modéliser la liaison entre le profil/les raidisseurs et la platine.

#### 3.6.1 Aucune soudure

Si les composants acier ne sont pas soudés ensemble, on part de l'hypothèse qu'il n'y a pas de transfert de charge entre eux. La soudure n'est donc pas modélisée et les éléments ne partagent pas de nœuds.

#### 3.6.2 Soudures d'angle

Toutes les charges sont transférées via la soudure. La soudure d'angle est modélisée en tant qu'élément de soudure spécial, qui présente une surface de section transversale équivalente à celle de la soudure.

#### Résistance de calcul

La déformation plastique de la soudure est limitée à 5 %, comme pour la platine (EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8, Note 1). La contrainte dans la section de gorge d'une soudure d'angle est déterminée conformément au code EN 1993-1-8 [1], Cl. 4.5.3., en utilisant la méthode directionnelle. Les contraintes sont calculées à partir des contraintes dans l'élément de soudure. Le moment de flexion autour de l'axe longitudinal de la soudure n'est pas pris en compte.

$$\sigma_{\omega,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$$

$$\sigma_{\omega,Rd} = \frac{f_u}{\beta_{\omega}\gamma_{M2}}$$

## Utilisation de la soudure

$$U_t = \min \left\{ \frac{\sigma_{\omega,Ed}}{\sigma_{\omega,Rd}}, \frac{\sigma_{\perp}}{0.9f_u/\gamma_{M2}} \right\}$$

Où :

- $\beta_{\omega}$  – Facteur de corrélation (EN 1993-1-8 [1] – Tableau 4.1)
- $f_u$  – Résistance ultime, spécifiée sur la valeur la plus basse des deux matériaux de support connectés
- $\gamma_{M2}$  – Facteur de sécurité (EN 1993-1-8 [1] ; modifiable dans la configuration du code)

La déformation plastique de la soudure est limitée à 5 %, comme pour la platine EN 1993-1-5 [10], Ann. C, Partie C.8, Note 1. La contrainte dans la section de gorge d’une soudure d’angle est déterminée conformément au code EN 1993-1-8 [1]. Les contraintes sont calculées à partir des contraintes de l’élément de soudure. Le moment de flexion autour de l’axe longitudinal de la soudure n’est pas pris en compte.

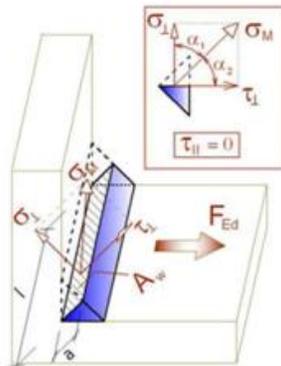


Figure 33. Décomposition des charges de soudure, source [11]

Toutes les valeurs à vérifier sont indiquées dans les tableaux.  $U_t$  correspond à l’utilisation des éléments subissant les plus fortes contraintes. Étant donné que l’on utilise pour les soudures une redistribution plastique des contraintes, cette utilisation est décisive.  $U_{tc}$  fournit des informations sur l’utilisation, sur la longueur de la soudure. Il s’agit du ratio entre la contrainte réelle de tous les éléments de soudure et la résistance de contrainte nominale sur toute la longueur de la soudure, [11].

### 3.6.3 Soudures pleine pénétration

L'utilisateur peut choisir des soudures en pleine pénétration, qui correspondent à une pénétration totale.

Selon l’Eurocode 3-1-8, Section 4.7.1, pour des soudures en bout à pénétration totale, la conception est implicitement vérifiée en utilisant la résistance de l’élément le plus faible de la liaison.

## 3.7 Déformations

PROFIS Engineering calcule et définit les déformations à chaque point de la liaison, y compris à l'emplacement des chevilles. Les chevilles étant reliées à la platine, la déformation de la platine est la même que la déformation des chevilles.

Un contrôle des déformations peut être effectué en incluant les charges ELS et en vérifiant les déplacements. Si un utilisateur souhaite calculer les déformations dans la combinaison de charges ELS, il doit saisir la combinaison de charges ELS dans PROFIS Engineering et vérifier les déplacements.

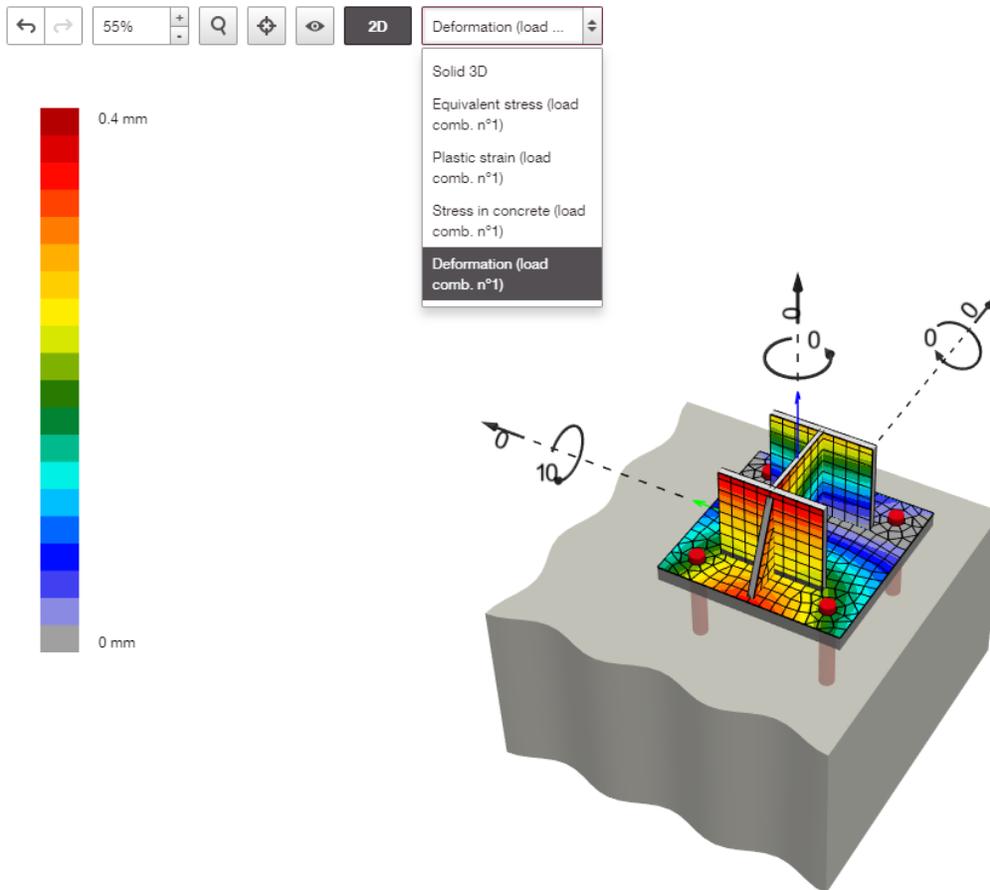


Figure 34. Déformation

### 3.8 Vérifications détaillées

Des vérifications détaillées de distance minimum entre les chevilles sont toujours effectuées.

Les ETE des chevilles Hilti préconisent les dimensions pour :

- La distance minimum entre les chevilles
- La distance minimum entre les chevilles et le bord béton

Ces options peuvent être modifiées par l'utilisateur. Les distances minimales garantissent que la cheville Hilti est capable de résister aux charges prévues, y compris dans les modes de rupture de béton associés (ex. rupture du bord de béton).

Les paramètres du programme préconisent les dimensions pour :

- La distance minimum entre la cheville et le bord de la platine
- La distance minimum entre la cheville et le profil

Les distances minimales par défaut sont conformes au code EN 1993-1-8 [1], tableau 3.3.

## 4 La conception de platine avancée (Advanced Base Plate), le choix d'une solution adaptée

Suivant la conception que vous souhaitez calculer, le module de calcul platine avancé vous offre la liberté de choisir la méthode qui convient le mieux.

### 4.1 Conception de cheville uniquement : Platine rigide

Choisissez une platine rigide dans votre conception de cheville pour gagner du temps sur les calculs, avec des améliorations telles que les interfaces avec les logiciels de structure, une utilisation plus conviviale, etc. Vous devez toutefois vous assurer que la platine se comporte bien comme une platine rigide.

### 4.2 Conception avec liaison complète : Platine flexible, incluant chevilles, platine, soudures, raidisseurs et béton

Il existe trois options pour la conception d'une liaison complète :

- a) Choisissez l'option Flexible en vérifiant la rigidité parfaite de la platine si vous souhaitez appliquer strictement les règles de l'Eurocode. Cette option est intéressante si vous souhaitez éviter toute hypothèse non vérifiée dans votre solution de platine. Elle peut toutefois générer un déplacement négligeable de la platine, par rapport au déplacement des chevilles.  
Vous pouvez également choisir cette option si vous souhaitez un écart strict de 0 %, avec toutefois des épaisseurs de platine peu économiques.
- b) Choisissez l'option Flexible et optimisez la platine avec un écart de rigidité de maximum 10 %. Améliorer la conception de votre connexion avec un avis d'expert validé par des essais approfondis, qui satisferont l'ingénieur avec un rapport de conception complet pour l'ensemble de la liaison.
- c) Choisissez l'option Flexible et optimisez la platine sur la base de l'avis d'expert de l'ingénieur. Concevez l'ensemble de la liaison en un seul clic et itérez rapidement pour trouver la solution la plus adaptée. Considérez que les formules de conception de cheville sont valides uniquement si la platine peut être considérée comme rigide.

## 5 Solution proposée pour vérifier si la platine peut être considérée comme « quasi-rigide » par l'ingénieur expert

La platine rigide est une approche théorique. Dans la réalité, aucun composant n'est complètement rigide. Si vous appliquez une charge suffisamment élevée, l'élément finira par se déformer. Les platines « quasi-rigides » se comportent de manière similaire aux platines rigides, en reconnaissant toutefois leur comportement réel. Si le comportement est très similaire, les directives de conception des chevilles peuvent être appliquées, à la discrétion de l'ingénieur responsable.

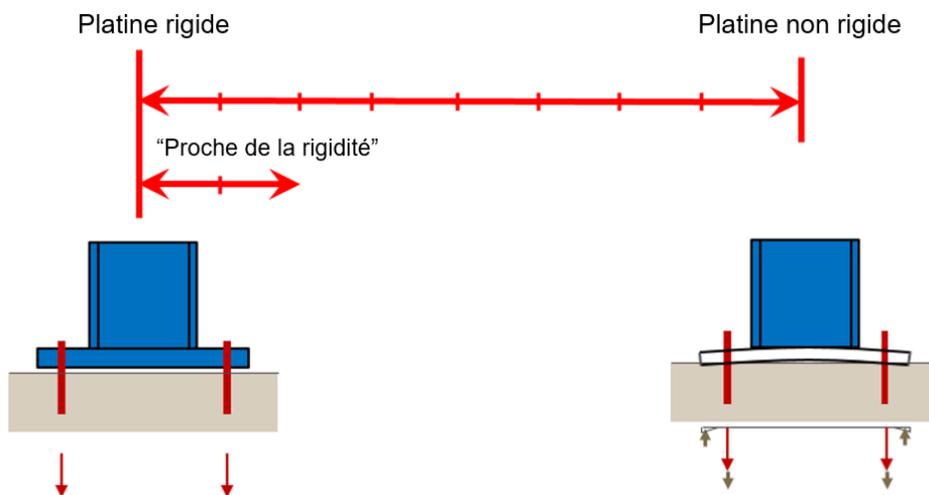


Figure 35. Définition d'une platine « quasi-rigide »

### 5.1 Avis d'expert pour définir le comportement d'une platine « quasi-rigide »

Alors qu'auparavant aucun contrôle de la rigidité réelle de la platine n'était effectué, c'est aujourd'hui le cas à la fin du processus de calcul (Figure 36. Écran de comparaison platine rigide/platine flexible). Les charges sur les chevilles calculées conformément à la théorie de l'élasticité sont comparées aux charges sur les chevilles calculées en tenant compte des conditions d'équilibre et de compatibilité sur la base d'hypothèses réalistes du comportement des courbes contrainte/déformation pour les composants individuels, en partant de l'hypothèse d'une platine rigide. En comparant les charges sur les chevilles des deux méthodes, vous pouvez déterminer l'écart entre la théorie (platine rigide) et la pratique au sein du logiciel.

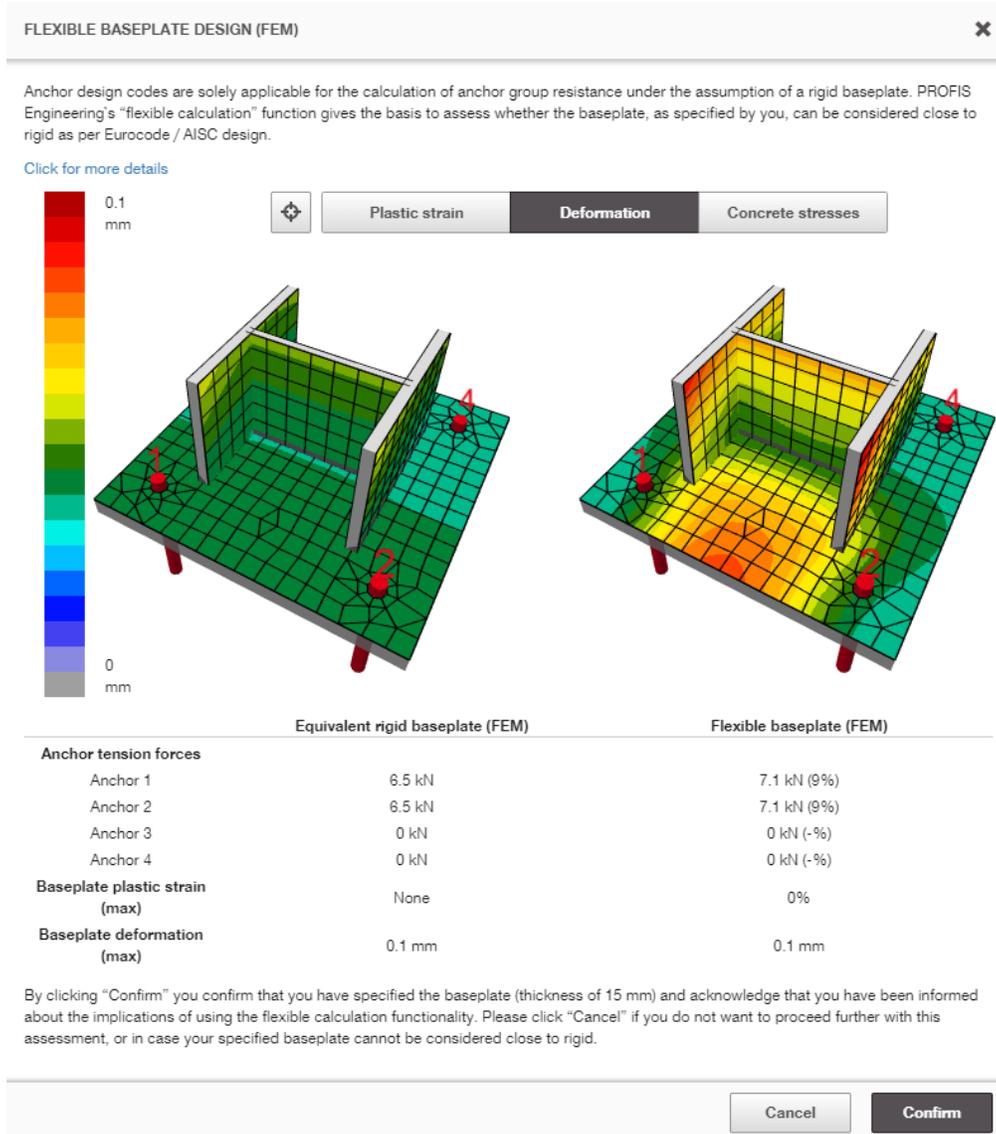


Figure 36. Écran de comparaison platine rigide/platine flexible

La Figure 37. Augmentation des forces d’ancrage associée à une platine flexible, [18], illustre les charges de rupture moyennes des groupes de chevilles ( $N_{u,test}$ ), déterminées par expérimentation, par rapport à la charge de rupture calculée basée sur la théorie de l’élasticité ( $N_{u,E-theory}$ ) comme fonction de la cheville présentant la charge la plus élevée du groupe, sur la base d’hypothèses non linéaires, par rapport à la valeur calculée de la cheville présentant la charge la plus élevée, déterminée sur la base de la théorie de l’élasticité. Ces essais sont effectués sur des groupes de quatre à neuf chevilles soumises à un moment de flexion uniaxial et biaxial dans du béton non fissuré. Dans le cadre de ces essais, des ancrages pré coulés et des chevilles post-installées ont été utilisés.

La Figure 37 a été choisie pour estimer dans quelle mesure un écart entre la cheville du groupe présentant la charge la plus élevée et le calcul effectué suivant la théorie de l'élasticité affecterait la capacité de charge globale du groupe. Au vu des valeurs recueillies lors des essais, avec un écart d'environ 10 à 15 % sur les charges de la cheville la plus chargée du groupe, entre les hypothèses de platine rigide et les hypothèses réalistes, la charge de rupture moyenne de la fixation de groupe correspond à la charge de rupture moyenne calculée selon la théorie de l'élasticité. Cela signifie que dans le cas d'un écart de 10 à 15 % environ sur les charges de cheville entre la platine rigide et platine flexible, aucune influence négative sur la capacité de charge n'a été observée lors des essais.

La comparaison entre une platine rigide théorique et une platine réaliste, en association avec les études mentionnées précédemment, devrait aider les ingénieurs à effectuer une évaluation de l'épaisseur de platine existante qui ne soit pas en contradiction avec les directives à suivre.

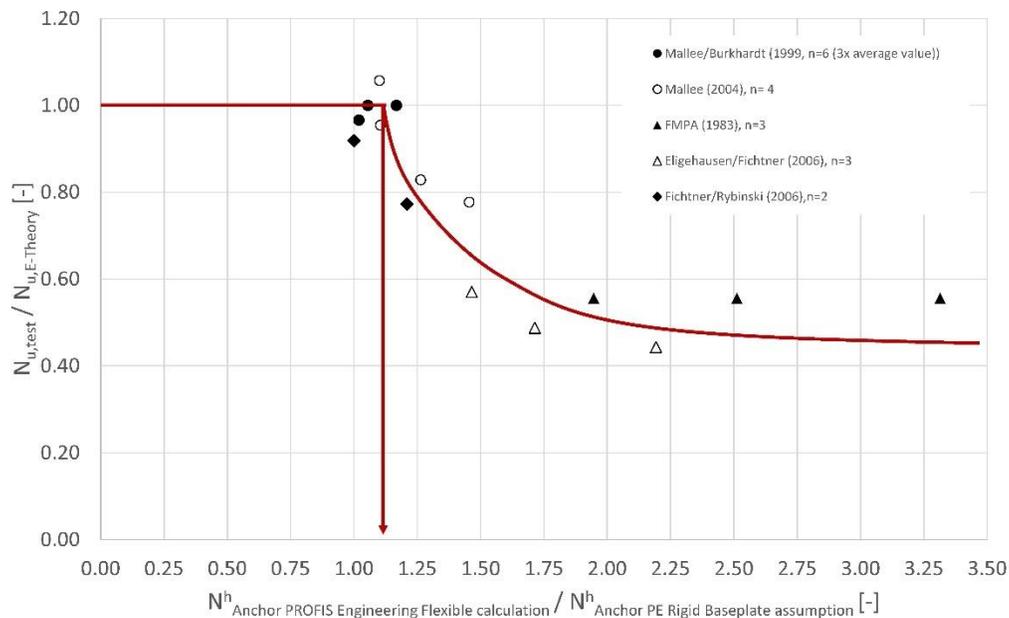


Figure 37. Augmentation des forces d'ancrage associée à une platine flexible

Si d'autres considérations techniques viennent augmenter la valeur de 10 % proposée ici, tenez-en compte lors de vos propres jugements d'ingénieur.

Lorsque l'on observe les paramètres qui influencent les platines non rigides (cf. Chapitre 1.3), les paramètres suivants sont importants pour définir si une platine peut être considérée comme « quasi-rigide ».

### 5.1.1 Forces d’ancrage

Les trois effets suivants entraînent une augmentation des forces d’ancrage :

- Réduction du bras de levier intérieur, Figure 2.
- Effets de levier, Figure 3.
- Répartition des charges différente au sein de groupes de chevilles, Figure 4.

Si les forces d’ancrage sont similaires aux résultats de la platine rigide, vous pouvez supposer que la platine se comporte de manière similaire à une platine rigide et peut être dans ce cas considérée comme « quasi-rigide ».

Voici des documents sur le sujet qui vous aideront à vous faire votre opinion d’expert : Mallée/Burkhardt [19], Fichtner [20].

L’ingénieur chargé de la conception prendra la décision finale sur la nature rigide ou non rigide de la platine, sur la base des résultats de force d’ancrage.

### 5.1.2 Contraintes béton

Le code EN 1993-1-8 [1] définit comment les contraintes béton doivent être évaluées sur la base du modèle tronçon en T, qui est également valide pour les platines non rigides. Il suffit donc d’effectuer un contrôle des contraintes béton à partir du calcul EF de platine « quasi-rigide ».

### 5.1.3 Déformation

Il est de la responsabilité de l’ingénieur et/ou du propriétaire de décider quelle déformation est acceptable en état limite d’utilisation.

## 5.2 Recommandation de Hilti pour l’avis d’expert

Sur la base des informations ci-dessus, l’ingénieur doit décider au cas par cas si une platine peut être considérée comme « quasi-rigide », afin de s’assurer que, au minimum, les directives de conception des chevilles sont respectées.

Du fait qu’il n’existe aucune règle universelle applicable à l’ensemble des cas de figure, Hilti ne donne aucune recommandation sur l’écart acceptable par rapport à la conception de platine rigide.



## 6 Conclusion

Les hypothèses utilisées sont de la responsabilité de l'ingénieur. Les différentes limitations en termes de consignes de conception des chevilles et des composants d'acier structurel exigent l'utilisation du concept de platine « quasi-rigide » pour proposer une solution de cheville sûre. Cette platine « quasi-rigide » devra se comporter de manière très similaire à une platine rigide (théorique) telle que décrite par les experts dans les directives de conception des chevilles.

Ce document de formation technique présente les principaux facteurs d'influence qui guideront la prise de décision de l'ingénieur quant à la conformité de sa platine vis-à-vis des directives en vigueur. Les documents mentionnés aideront l'ingénieur à prendre une décision.

## Mentions légales de non-responsabilité

Lors de l'utilisation des Services, le Client doit, au titre de la section 6 du Contrat, se conformer pleinement aux Réglementations suivantes. Il est en outre seul responsable de la mise en œuvre des mesures de réduction des risques nécessaires pour éviter toute utilisation incorrecte, en déployant tous les efforts possibles :

### **Dispositions généralement applicables à l'ensemble des Services :**

Tout ou partie des informations et des données continues dans les Services sont uniquement destinées à l'utilisation des produits Hilti et sont basées sur les principes, formules et réglementations de sécurité conformes aux directives et aux instructions d'utilisation, de montage et d'assemblage de Hilti, qui doivent être strictement respectées. Le portefeuille de produits Hilti à utiliser en relation avec les Services peut varier d'un pays à l'autre. Tous les chiffres fournis dans le cadre des Services sont des valeurs moyennes ; des tests spécifiques à l'application doivent donc être réalisés avant d'utiliser le produit Hilti concerné. Les résultats des calculs réalisés dans le cadre des Services sont basés essentiellement sur les données fournies par le Client. L'absence d'erreurs dans ces données, leur exhaustivité, ainsi que leur pertinence sont donc de la seule et unique responsabilité du Client. Il est également de la seule responsabilité du Client de faire contrôler et valider les résultats de ses calculs par un expert, particulièrement en ce qui concerne leur conformité vis-à-vis des normes et permis en vigueur, et ce avant de les utiliser au sein d'une structure spécifique du Client. Le Logiciel a pour seule mission de servir d'aide dans l'interprétation des normes et des permis en vigueur, sans aucune garantie quant à l'absence d'erreur, l'exactitude et la pertinence des résultats ou leur adéquation à une application spécifique. Le Client est tenu de prendre toutes les mesures nécessaires et raisonnables pour prévenir ou limiter les dommages causés par les Services. Tous les résultats de calcul et les conceptions sont des recommandations uniquement et doivent être validés par un ingénieur de conception professionnel et/ou un ingénieur structurel afin de garantir que lesdits calculs et conceptions sont adaptés et appropriés pour les besoins spécifiques des projets du Client et sa juridiction.

Notez également que la section « AVERTISSEMENTS » de chaque rapport généré par les Services fait partie intégrante des hypothèses de calcul. Le Client est tenu de se conformer strictement à ces instructions et s'assurer que les calculs sont validés par un expert avant application.

### **Conception de platine avancée :**

- L'utilisation d'une conception de platine avancée avec le logiciel PROFIS Engineering- Desktop nécessite une connexion Internet active.
- Les hypothèses réalistes de platine/ contraintes/ déformations/ conception sont basées sur le code EN 1993.
- La conception des soudures est basée sur le code EN 1993-1-8.
- La conception des raidisseurs est basée sur le code EN 1993.



- *Le contrôle de la capacité de portée du béton est basé sur le code EN 1992.*
- *La conception des chevilles est basée sur le code ETAG/ TR 029 / EC 1992-4.*
- *Les données de rigidité des chevilles sont basées sur des essais approfondis réalisés par Hilti et sur l'expertise technique de Hilti.*
- *L'utilisation de la fonction de calcul réaliste de PROFIS Engineering peut être non conforme aux codes de conception en vigueur et il est possible que vos platines ne se comportent pas comme des platines « rigides ». Veuillez faire valider vos résultats par un ingénieur de conception professionnel et/ou un ingénieur structurel afin de garantir qu'ils sont adaptés à vos besoins de projet et à votre juridiction spécifique.*

## Figures

Figure 1. Chevilles modélisées par des ressorts dans une liaison acier/béton .....	4
Figure 2. Réduction du bras de levier intérieur pour les platines non rigides .....	6
Figure 3. Accroissement des forces d’ancrage dû aux effets de levier .....	6
Figure 4. Accroissement des forces d’ancrage dû à une réparation de la charge différente sur les platines non rigides .....	7
Figure 5. Répartition différente des contraintes sur le béton.....	7
Figure 6. Déplacement d’une poutre en porte-à-faux en cas de platine rigide et non rigide.....	8
Figure 7. Exemple de comparaison : platine rigide / platine flexible .....	8
Figure 8. Options de conception de platine pour la détermination de la répartition des charges sur les chevilles .....	9
Figure 9. Comportement d’une platine rigide.....	9
Figure 10. Étapes de la conception d’une platine rigide .....	10
Figure 11. Deux exemples de comparaison de platine rigide / non rigide.....	10
Figure 12. Modèle EF d’une liaison pour une étude – Utilisation d’éléments spatiaux 3D pour la platine et les chevilles.....	12
Figure 13. Diagramme de matériau de l’acier dans les modèles numériques .....	13
Figure 14. Maillage d’une colonne et de la platine avec des contraintes entre l’âme et l’aile.....	14
Figure 15. Maillage d’une platine avec 16 éléments sur sa largeur .....	15
Figure 16. Influence de la taille du maillage sur les contraintes de la platine .....	15
Figure 17. Schéma déplacement en fonction de la charge .....	16
Figure 18. Chevilles avec écartement sur couche intermédiaire .....	17
Figure 19 : Sélection d’un écartement avec couche intermédiaire .....	17
Figure 20 : Exemple de résistance au cisaillement de l’acier d’une cheville Hilti avec bras de levier .....	18
Figure 21. Contrainte entre l’élément de soudure et les nœuds du maillage, référence [11] .....	20
Figure 22. Désignation du type d’acier conformément au code EN 10025 (2004). Source : « The right choice of steel » [13] .....	21
Figure 23 : Point d’application de la charge de cisaillement avec bras de levier.....	21
Figure 24. Paramètres avancés pour la modification des facteurs de sécurité .....	22
Figure 25 : Sélection des combinaisons de charges sismiques .....	23
Figure 26 : Capacité et conception élastique .....	23
Figure 27. Exemple de contrainte acier.....	28
Figure 28. Exemple de déformation plastique .....	29
Figure 29. Niveau de contrainte et déformation plastique équivalente.....	29
Figure 30. Contrainte de contact dans le béton.....	33
Figure 31. Influence du nombre d’éléments sur la résistance du béton en compression en cas de compression pure.....	33
Figure 32. Influence du nombre d’éléments sur la résistance du béton en compression en cas de compression et de flexion combinées.....	34
Figure 33. Décomposition des charges de soudure, source [11] .....	35



Figure 34. Déformation ..... 36  
Figure 35. Définition d’une platine « quasi-rigide » ..... 39  
Figure 36. Écran de comparaison platine rigide/platine flexible ..... 40  
Figure 37. Augmentation des forces d’ancrage associée à une platine flexible ..... 41



## Tableaux

Tableau 1 : exigences de classe de section transversale des éléments dissipatifs en fonction de la classe de ductilité (moyenne et élevée) et de la référence au facteur de comportement $q$ (Tableau 6.3, EN 1998-1).....	23
Tableau 2 : Détails de la conception CBFEM en cas de construction sismique (DCL, $q < 1,5-2$ ).....	24
Tableau 3. Vérifications requises pour les chevilles en traction .....	26
Tableau 4. Vérifications requises pour les chevilles en cisaillement .....	26
Tableau 5 : Facteurs de réduction pour $\alpha_{eq}$ en tension, au titre du code EN 1992-4.....	27
Tableau 6 : Facteurs de réduction pour $\alpha_{eq}$ en cisaillement, au titre du code EN 1992-4 .....	27

## Références

- [1] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*, 2009.
- [2] Wald F.m Sabatka L., Bajer M., Barnat J., Gödrich L., Holomek J., Kabelac J., Kocha M., Kolaja D., Kral P., Kurejkova M., Vild M., *Benchmark cases for advanced design of structural steel connections*, Prague, September, 2016.
- [3] Technical Committee CEN/TC 250, *FprEN 1992-4 Design of concrete structures - Part 4: Design of Anchorage for use in concrete*, 2015.
- [4] European Organisation for Technical Approvals (EOTA), *ETAG 001, Annex C: Design methods for anchorages (3rd amendment)*, Brussels, 2010.
- [5] European Organisation for Technical Approvals (EOTA), *TR 029*, Brussels: EOTA, 2010.
- [6] American Concrete Institute Comitee, *ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete*, 2011.
- [7] American Concrete Institute Comitee, *ACI 318-14: Building code requirements for structural concrete*.
- [8] American Concrete Intitute Comitee, *ACI 318-08: Building code requirements for structural concrete*, 2008.
- [9] *Numerical Simulation of Semi Rigid Connection by the Finite Element Method, Report of Working Group 6 Numerical*, Brussels Luxembourg, 1999.
- [10] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Desing of steel structures*, 2006.
- [11] IDEA StatiCa, *General theoretical background*;  
[https://resources.ideastatica.com/Content/02\\_Steel/Theoretical\\_background/1\\_General.htm](https://resources.ideastatica.com/Content/02_Steel/Theoretical_background/1_General.htm),  
Version used 10/2018.
- [12] Dvorkin E. N. and Bathe K. J., *Mechanics Based Four Node Shell Element for General Nonlinear Analysis*, 1984.
- [13] Oliver Hechler, Georges Axmann & Boris Donnay, *The right choice of steel - according to the Eurocode*, 2015.

- [14] *Hilti investigations and assessments for the use of CBFEM method under seismic loading*, Schaan: Not published, 2019.
- [15] Technical Committee, *Eurocode 3: Design of steel structure - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2005.
- [16] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of shell structures*, 2009.
- [17] Technical Committee CEN/TC 250, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, 2009.
- [18] M. Fitz, J. Appl et O. Geibig, : *Wirklichkeitsnahe und vollständige Bemessung von Ankerplatten einschließlich der Befestigungsmittel – neue Bemessungssoftware auf Basis wirklichkeitsnaher Annahmen*, Stahlbau, 2018.
- [19] R. Mallée et F. Burkhardt, *Befestigung von Ankerplatten mit Dübeln*, Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 12, S. 502-511, Ernst & Sohn Verlag, 1999.
- [20] S. Fichtner, *Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht*, Dissertation Universität Stuttgart, 2011.
- [21] American institute of steel construction, *ANSI/AISC 360-16: Specification for structural steel buildings*, 2010.
- [22] American Institute of Steel Construction, *Steel Design Guide: Base Plate and Anchor Rod Design*, 2006.