



EXPOSÉ TECHNIQUE - DANS LE CADRE DU CAMPUS ASCHWANDEN

## **DURA Poinçonnement** **Introduction au logiciel de calcul**

**Dr Stefan Lips,**

Directeur technique R&D, F.J. Aschwanden AG, Lyss

**Prof. Dr Albin Kenel,**

Chef de département technique de construction,  
Haute école d'ingénierie et d'architecture de Lucerne, Horw

### **Table des matières**

Introduction	5
Processus du logiciel de calcul DURA	7
Mise en œuvre du programme	13
Exemples: Principes	37
Exemple 1: Colonne intérieure rectangulaire	37
Exemple 2: Colonne de bord carrée	59
Exemple 3: Angle de mur	73
Notations	89



**Encadrés théoriques**

Le modèle de calcul en résumé	8
Détermination des valeurs de saisie pour le niveau d'approximation 3	22
Détermination des moments d'encastrement des colonnes	26
Relation moments d'encastrement des colonnes/valeur $k_e$	29
Quelle est la meilleure solution?	34
Résistance à la rupture et rotation de rupture	42
Qu'est-ce que la valeur $k_{sys}$ ? / Calcul d'après l'expertise	56
Ce qu'il faut savoir sur les radiers/ semelles isolées	71
Les planchers-dalles précontraints	84

**Annexes**

Annexe A: Diagrammes d'évaluation de la capacité portante	93
Annexe B: Tableaux annexes pour la détermination de $k_e$	101
Annexe C: Fiche technique FEM	109
Annexe D: Conditions de déformation	111
Annexe E: Précontrainte	113



## Introduction

Le poinçonnement des colonnes par les planchers-dalles est un mécanisme de rupture complexe qui dépend de nombreux paramètres différents. Cela se reflète également dans la norme de dimensionnement révisée SIA 262:2013 dans laquelle, comparativement aux générations de normes précédentes, le nombre de paramètres et de conditions pris en compte est nettement plus élevé. Ce qui implique qu'une vérification à la main du poinçonnement peut, le cas échéant, entraîner une grosse perte de temps pour l'ingénieur. C'est la raison pour laquelle les programmes de calcul pour le poinçonnement constituent une aide importante. Cependant l'ingénieur doit être capable malgré tout de concevoir les calculs et de vérifier la vraisemblance des résultats.

Le présent document « Logiciel de calcul DURA du poinçonnement » montre ce qu'il convient de respecter dans le calcul du poinçonnement avec le logiciel de calcul DURA. Les différentes saisies indispensables sont expliquées étape par étape. On montrera par ailleurs comment évaluer les solutions présentées et comment les vérifier par un calcul à la main. Par ailleurs, certains points de la norme SIA 262:2013 sont pris comme référence, puis commentés et discutés dans différents encadrés théoriques.

Afin de faciliter encore le travail de l'ingénieur, différents outils sont également proposés en annexe. Il s'agit d'une part de diagrammes spécialement créés par F.J. Aschwanden AG pour le système DURA permettant d'évaluer facilement la résistance au poinçonnement. On trouvera par ailleurs dans l'annexe des formules permettant de déterminer simplement la valeur  $k_e$  ainsi qu'une fiche technique permettant de reporter facilement dans le logiciel de calcul DURA les résultats utiles issus d'un calcul FEM.

A l'exception des encadrés théoriques, les informations et outils mentionnés dans le présent document sont valables exclusivement pour le système DURA et le logiciel de calcul DURA.



## Processus du logiciel de calcul DURA

Les programmes de calcul DURA (poinçonnement DURA et effort tranchant DURA) sont intégrés au pack logiciel Aschwanden et conçus en fonction du processus. Le cœur du logiciel Aschwanden est le gestionnaire de projet dans lequel il est possible d'établir et de modifier les données concernant différents projets. Une fois les données d'un projet recueillies dans le gestionnaire de projet, celles-ci pourront par conséquent être utilisées pour d'autres programmes de calcul Aschwanden, par exemple ORSO-V ou CRET.

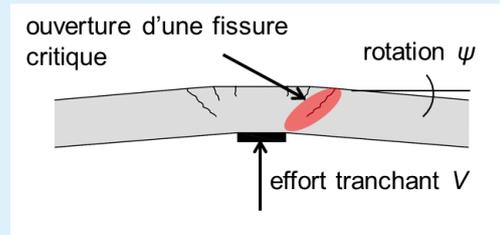
L'explorateur DURA permet de saisir et de traiter n'importe quel nombre de positions. Chaque position de colonne peut être calculée, enregistrée et consultée à nouveau après modification des contraintes et recalculée. Le logiciel propose des modèles alternatifs pouvant être sélectionnés et transformés. Les différentes positions de colonnes et les variantes choisies sont représentées et regroupées de manière claire dans l'explorateur DURA avec mention du degré de précision du calcul.

La saisie et le calcul sont réalisés dans la fenêtre à droite. La saisie s'effectue toujours du haut vers le bas. La disposition intuitive permet une utilisation efficace et structurée du logiciel.

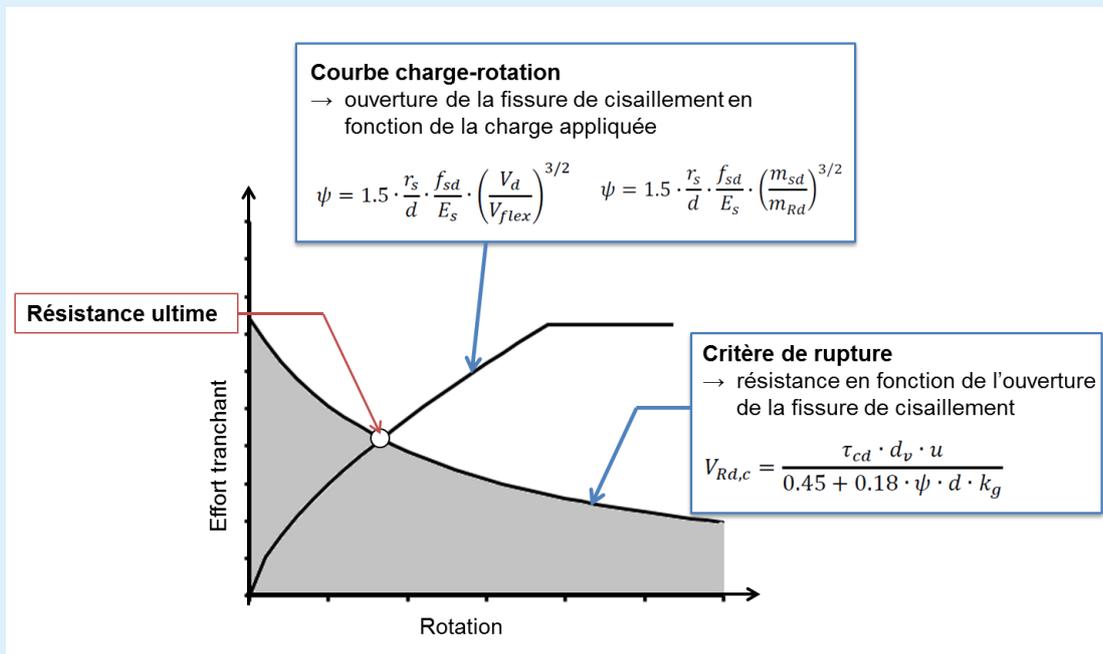
La liste des données saisies et la présentation détaillée des résultats pour chaque item permettent d'avoir instantanément une vision d'ensemble. Vous trouverez dans l'édition la statique détaillée du calcul du poinçonnement. Cette liste peut être soumise à F.J. Aschwanden AG en guise d'appel d'offre directement par e-mail. F.J. Aschwanden AG établit pour vous une offre avec toutes les solutions que vous aurez choisies. En fonction de votre choix, le logiciel de calcul établit, à partir des données gérées de manière centralisée, une liste de commande qui pourra à son tour être envoyée par e-mail (ou par fax). Le texte de l'appel d'offre est établi à partir des données gérées de manière centralisée et peut être exporté, par exemple, sous forme de document Word. Par ailleurs, les solutions choisies peuvent être exportées sous forme de fichier DXF et consultées dans un programme de CAO.

## Encadré théorique: Le modèle de calcul en résumé

Le modèle de calcul de la norme SIA 262:2013 repose sur la théorie de la fissure critique. Cette théorie a été développée par le Dr A. Muttoni, professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. L'idée de base de cette théorie est qu'il apparaît une fissure de cisaillement critique due à des déformations au niveau de la colonne ou à des forces isolées. Si l'ouverture de la fissure de cisaillement critique augmente, l'effort tranchant transmis dans la section de référence diminue.



La transmission de l'effort tranchant s'effectue essentiellement par l'aggregate interlock dans la fissure de cisaillement et avec l'aide d'une barre de compression appropriée dans la zone comprimée en flexion. Comme, selon le concept, la résistance dépend de la déformation, il est très important de déterminer la tenue de la dalle à la déformation. Le plus simple pour expliquer ce modèle est de faire appel à un diagramme de rotation de l'effort tranchant.



Le diagramme montre d'une part la tenue de la dalle à la déformation. Plus les actions augmentent, plus les rotations augmentent. Dans la norme, ceci est représenté par l'équation (59) dans laquelle  $m_{sd}$  prend en compte les actions en fonction de  $V_d$ .

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

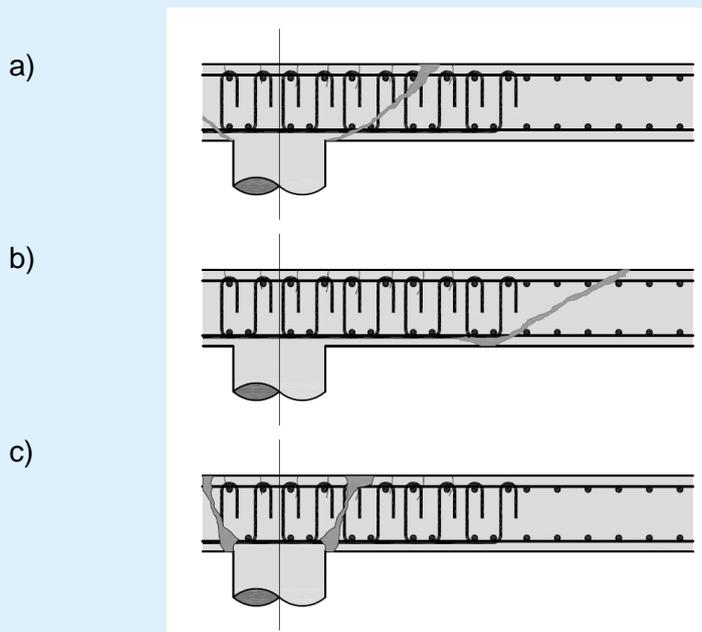
La deuxième courbe représente ce qu'on appelle le critère de rupture pour les dalles sans armature de poinçonnement ; elle montre que la résistance diminue si la rotation augmente et si l'ouverture de la fissure de cisailement est proportionnelle. Ceci est mis en évidence dans la norme à l'aide des équations (57) & (58):

$$V_{Rd,c} = \frac{\tau_{cd} \cdot d_v \cdot u}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g}$$

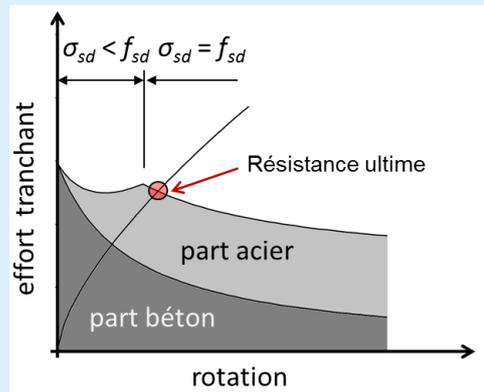
Le point d'intersection des deux courbes donne la résistance ultime ( $V_{Rd} = V_d$ ).

Sur les dalles avec armature de poinçonnement, la vérification du poinçonnement est un peu plus complexe, car trois mécanismes de défaillance différents sont à prendre en compte.

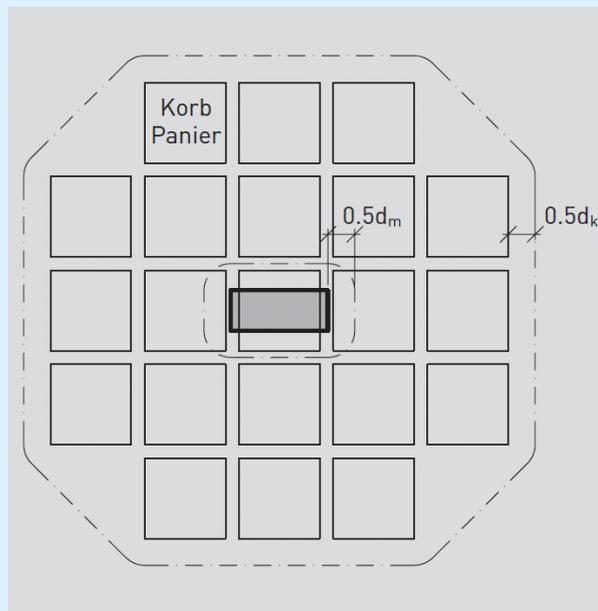
- Rupture au niveau de l'armature de poinçonnement
- Rupture en dehors de l'armature de poinçonnement
- Rupture de la bielle de compression du béton



Dans le cas d'une rupture au niveau de l'armature de poinçonnement, la résistance résulte de la superposition de la proportion du béton et de la proportion de l'acier due à l'armature de poinçonnement. Ces deux composants dépendent ici de la rotation. Pour la proportion de béton, la même approche prévaut que pour les dalles sans armature de poinçonnement. Pour la proportion d'acier, on suppose que l'activation de l'armature de poinçonnement est due à l'ouverture de la fissure de cisailement. C'est-à-dire que la contrainte dans l'armature de poinçonnement augmente avec la rotation jusqu'à ce que la contrainte d'écoulement soit atteinte.



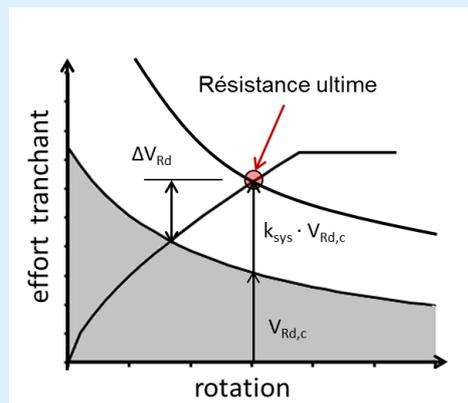
En cas de rupture en dehors de l'armature de poinçonnement, la même approche prévaut que pour les dalles sans armature de poinçonnement. Toutefois la section de contrôle se trouve dans ce cas-là en dehors de la zone avec armature et elle est par conséquent nettement plus grande.



En cas de rupture de la bielle de compression du béton au niveau du bord de la colonne, on utilisera une approche empirique simplifiée. Le critère de rupture pour les dalles sans armature de poinçonnement sera alors augmenté du facteur  $k_{sys}$ . Selon la norme, on a valeur  $k_{sys} = 2,0$  comme dans l'équation (69). Cependant ce facteur peut être augmenté s'il existe une expertise basée sur des tests montrant que le niveau de sécurité atteint est le même que pour des dalles sans armature de poinçonnement. Pour plus d'informations sur le sujet, se référer à l'encadré théorique « Qu'est-ce que la valeur  $k_{sys}$ ?/Dimensionnement reposant sur une expertise ».

$$V_{Rd} = k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u$$

Il faut cependant encore indiquer que le critère de rupture est augmenté du facteur  $k_{sys}$  et non la résistance ultime en comparaison avec les dalles sans armature de poinçonnement. Comme le montre le diagramme qui suit, la différence de résistance ultime  $\Delta V_{Rd}$  (différence de résistance ultime avec ou sans armature de poinçonnement) est nettement inférieure à  $(k_{sys}-1) \cdot V_{Rd,c}$ .





## Mise en œuvre du programme

Le programme est en principe subdivisé en deux colonnes. La colonne de gauche avec les données du projet, l'explorateur DURA et l'édition sert à la navigation et à des fins d'information. La colonne de droite est utilisée pour la saisie et le calcul.

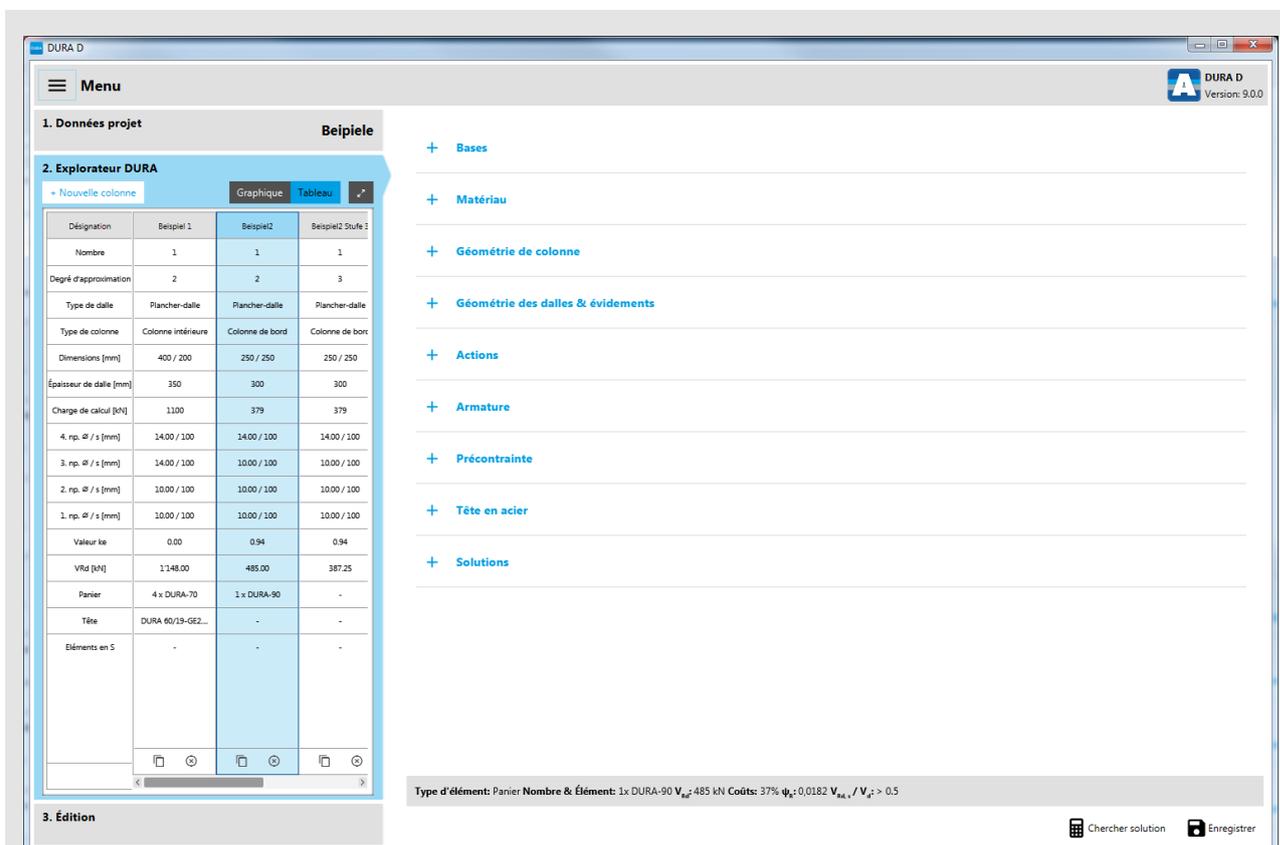


Fig. 1: Écran de saisie du logiciel DURA

Les différentes positions de dimensionnement peuvent être créées dans l'explorateur DURA. En mode Tableau, il est possible de sélectionner la position de dimensionnement souhaitée en cliquant dans la colonne correspondante. En mode Graphique, il est possible de basculer entre les différentes positions de dimensionnement.

Les paramètres de saisie sont répartis en divers groupes qui se laissent ouvrir et fermer séparément avec le signe Plus/moins.

## Bases

Fig. 2: Saisie des bases du dimensionnement

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Nom de colonne	Texte	Saisie de la désignation de cette position de dimensionnement
Nombre	Chiffre	Saisie du nombre de cette position de dimensionnement dans le projet.
Niveau d'approximation	2, 3	On détermine en premier lieu le niveau d'approximation du dimensionnement.
Base de dimensionnement	Norme / expertise	L'utilisateur a la possibilité de choisir un dimensionnement selon la norme SIA 262:2013 ou selon l'expertise DURA.
Type de dalle	Plancher-dalle / radier	Déterminer s'il s'agit d'un plancher-dalle ou d'un radier. Pour la saisie de l'armature, il convient d'observer que le côté de traction par flexion sera placé au-dessus ou en dessous en fonction du choix effectué.
Utilisation de paniers résistants à la fatigue	Oui/Non	Pour les dalles soumises à la fatigue, il existe les paniers DURA 60F et DURA 60FL exempts de soudures au niveau des étriers subissant des contraintes statiques. Si on choisit « <i>Utilisation de paniers résistants à la fatigue</i> », seuls ces paniers seront indiqués comme solution.

## Matériau

— Matériau

Béton: C 25/30

Diamètre maximal du granulat  $D_g$ : 32 mm

Acier d'armature: B500B

Fig. 3: Saisie des données du matériau

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Types de béton		Le logiciel DURA comporte 7 types de béton différents – de C20/25 à C50/60
Diamètre maximal du granulat	$D_{max}$ [mm]	Comme diamètre maximal du granulat du supplément, la valeur peut varier entre 0 et 32 mm. (D'après la norme SIA 262, 4.3.3.2.1, $D_{max} = 0$ est la valeur à fixer pour un béton avec $f_{ck} > 70 \text{ N/mm}^2$ ou pour le béton léger.)
Acier d'armature		La saisie de l'acier concerne la qualité d'acier de l'armature de flexion. Dans le logiciel DURA, il existe les types d'acier d'armature B500A, B500B, B500C et B700B.

## Géométrie de colonne

— Géométrie de colonne

Type de colonne: [Three icons representing different column types]

Forme de section: [Three icons representing square, rounded rectangle, and circular sections]

Dimension  $a_x$ : 250 mm

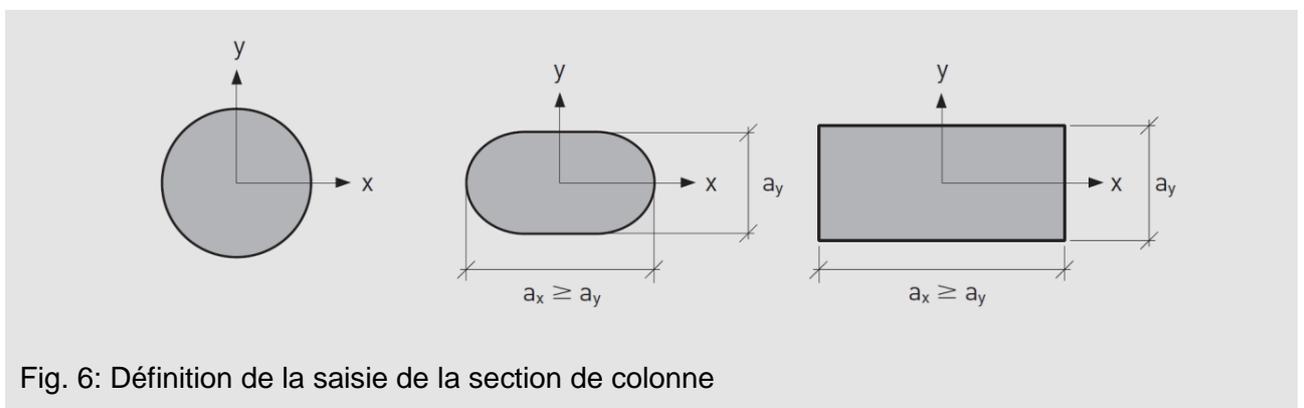
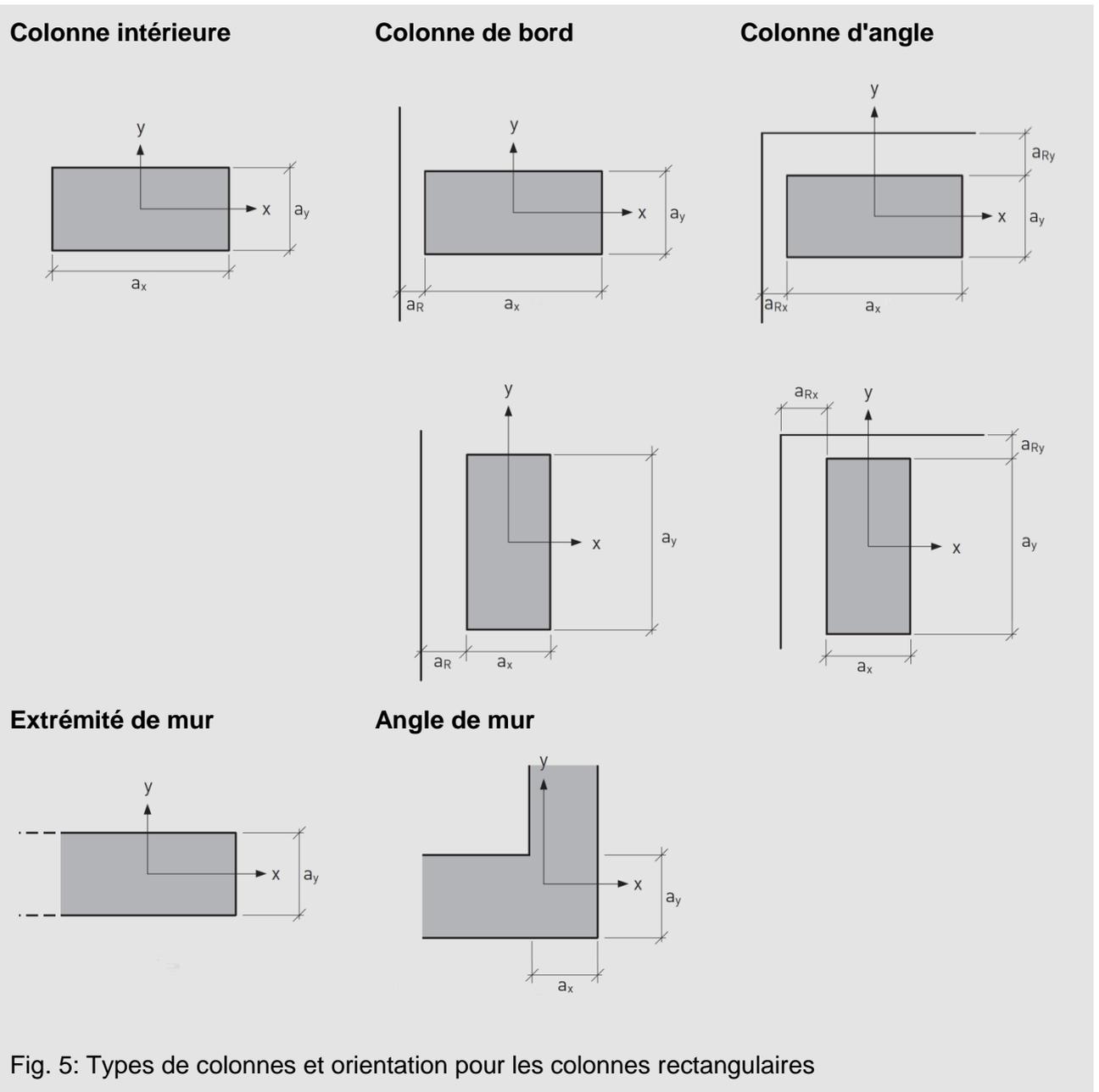
Dimension  $a_y$ : 250 mm

Distance du bord  $a_R$ : 50 mm

Affaissement de l'appui  $h_A$ : 0 mm

Fig. 4: Saisie de la géométrie de colonne

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Type de colonne		Les différents types de colonnes sont les colonnes intérieures, les colonnes de bord et les colonnes d'angle ainsi que les extrémités de mur et les angles de mur. Le programme indique l'orientation des bords de la dalle ainsi que celle des murs. Il faut en tenir compte pour la saisie du quadrant des forces résultantes des charges et pour la saisie de l'armature. En l'absence de bases normatives, il n'est pas possible de calculer les angles de murs selon le niveau d'approximation 2.
Section	Rectangulaire Ovale Circulaire	Voir fig. 5.
Dimensions de section	$a_x$ [mm] $a_y$ [mm] $\varnothing$ [mm]	Pour les colonnes intérieures rectangulaires ou ovales, il faut toujours saisir pour le calcul avec le logiciel la plus grande longueur latérale et toujours dans la direction x ( $a_x \geq a_y$ ). Sur les colonnes de bord et les colonnes d'angle, le côté le plus grand peut être soit dans la direction x ou la direction y.
Distance par rapport au bord	$a_R$ [mm] $a_{Rx}$ [mm] $a_{Ry}$ [mm]	Indiquer la distance par rapport au bord pour les colonnes de bord ou les colonnes d'angle. La distance se mesure toujours par rapport à l'arête de la colonne. Pour les colonnes de bord, le bord de la dalle est toujours dans la direction y.
Hauteur de l'appui	$h_A$ [mm]	Les colonnes sont souvent préfabriquées et munies de plaques faitières. Ces plaques faitières sont fréquemment noyées dans a dalle. Comme dans ce cas la surface d'appui est plus haute que la surface inférieure de la dalle, la résistance au poinçonnement diminue. Cet affaissement de la colonne dans la plancher dalle ou le radier peut être pris en compte avec la valeur $h_A$ .



## Géométrie de dalle &amp; évidements

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Épaisseur de dalle	h [mm]	<p>D'après la norme SIA 262, 5.5.3.12, il convient de respecter l'espacement minimal des étriers. Dans le logiciel de calcul, les limites inférieures de l'épaisseur de dalle sont donc les suivantes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- famille de paniers 1: espacement des étriers 100 mm, <math>h_{\min} = 180</math> mm</li> <li>- famille de paniers 2: espacement des étriers 150 mm, <math>h_{\min} = 240</math> mm</li> <li>- famille de paniers 3: espacement des étriers 200 mm, <math>h_{\min} = 320</math> mm</li> </ul> <p>Pour de faibles épaisseurs de dalle, il est possible le cas échéant que la condition SIA 262, 5.5.3.11 (<math>c_v \leq d_v / 6</math>) ne soit pas respectée. Dans ces cas-là, le logiciel de calcul réduit automatiquement les résistances <math>V_{Rd,c}</math> et <math>V_{Rd,s}</math>.</p>
Portées max.	$l_x$ [mm] $l_y$ [mm]	<p>Pour les portées, il convient de saisir la portée la plus longue (distance entre l'axe d'une colonne et celui de la colonne voisine) dans les directions x et y. D'après la norme SIA 262, 4.3.6.4.2, il est possible d'effectuer le calcul uniquement selon le niveau d'approximation 1 ou 2 pour le cas où le rapport de portée se situe entre les limites suivantes: <math>0,5 \leq l_x / l_y \leq 2,0</math>. Si cette condition n'est pas remplie, le logiciel de calcul permet uniquement d'effectuer le calcul selon le niveau d'approximation 3.</p> <p>Pour des semelles isolées, la portée doit être entrée comme</p> $l_i = a_{Fi} / 0.22$ <p>tout en sachant que la valeur <math>a_{Fi}</math> correspond à la distance la plus longue entre le centre des colonnes et la bordure de la semelle. (Voir Encadré théorique: Ce qu'il faut savoir sur les radiers/semelles isolées)</p> <p>(Pas de saisie pour le niveau d'approximation 3)</p>

## Evidements

Les évidements peuvent être définis sur une interface graphique. Le nombre d'évidements n'est pas limité. Concernant la proposition d'installation des paniers, des éléments S ou de la tête, on ne saisit cependant pas les évidements. Ceci peut avoir pour conséquence qu'il faille par ex. déplacer, partiellement abandonner ou découper des paniers. Si des évidements sont prévus hors d'une tête, il faut vérifier que la taille de la tête ne soit pas gênante. Pour les évidements proches d'une tête, il faut le cas échéant prendre en compte la protection anti-incendie ou la distance de la tête par rapport au bord. Il faut également vérifier si la position des éléments S n'interfère pas avec un évidement prévu.

En principe, il est possible de définir des évidements sur la même colonne aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur de la tête. Si un évidement est défini à l'intérieur de la tête, il faut vérifier que l'espace nécessaire est bien disponible dans la tête.

S'il existe des évidements à l'intérieur d'une tête en acier, cela doit faire l'objet d'une notification à l'endroit approprié dans le logiciel («A l'intérieur de la tête»). Celle-ci est également nécessaire si des évidements (hors de la tête en acier) sont simultanément définis au moyen de rayons. Si toutefois les évidements se trouvent exclusivement à l'intérieur de la tête en acier, il suffit de signaler «A l'intérieur de la tête», c'est-à-dire qu'une définition des rayons n'est pas nécessaire.

**Géométrie des dalles & évidements**

Épaisseur de dalle h  mm

Portée  $L_x$   mm

Portée  $L_y$   mm

Évidement  à l'intérieur de la tête en acier

selon définition

Fig. 7: Saisie de la géométrie de dalle

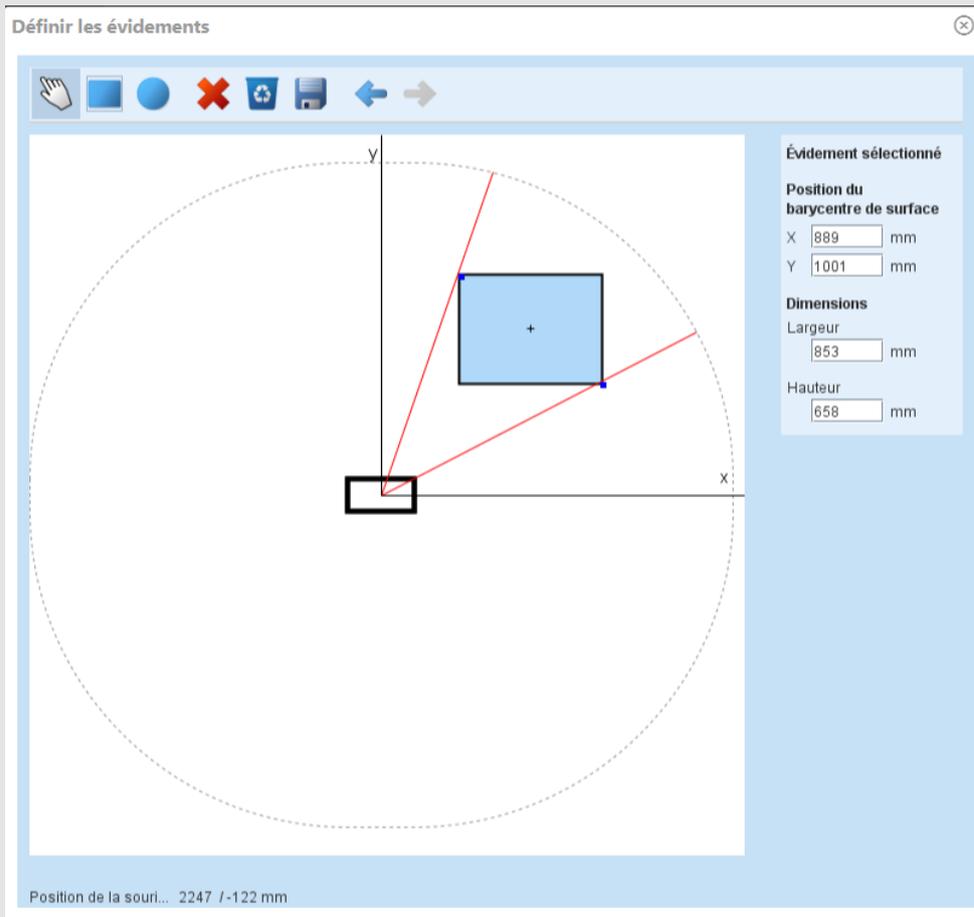


Fig. 8: Interface de saisie des évidements

## Entrée degré d'approximation 3

— Entrée degré d'approximation 3

**Portée**

$L_{x1}$  0.0 mm ⓘ

$L_{x2}$  0.0 mm

$L_{y1}$  0.0 mm

$L_{y2}$  0.0 mm

**Distances par rapport au point zéro**

$r_{sx1}$  0.0 mm ⓘ

$r_{sx2}$  0.0 mm

$r_{sy1}$  0.0 mm

$r_{sy2}$  0.0 mm

**Moment moyen dans la bande d'appui**

$m_{sdx1}$  0.0 kNm/m ⓘ

$m_{sdx2}$  0.0 kNm/m

$m_{sdy1}$  0.0 kNm/m

$m_{sdy2}$  0.0 kNm/m

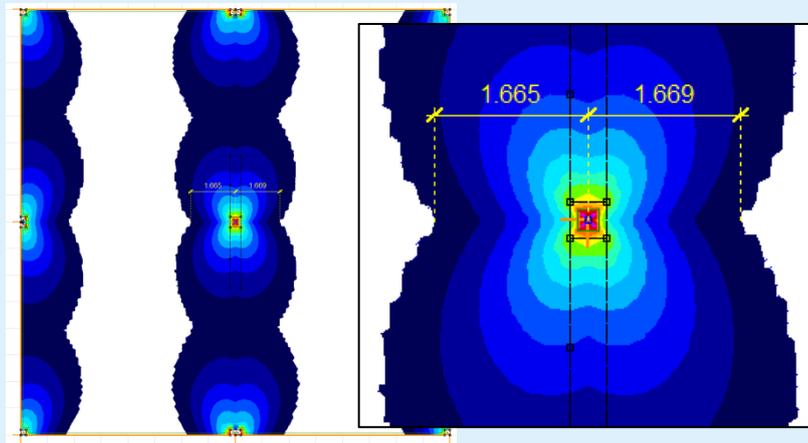
Fig. 9: Écran de saisie pour le niveau d'approximation 3

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Portée	$L$ [mm]	Pour les portées, il convient de saisir les portées (distance entre l'axe d'une colonne et celui de la colonne voisine) dans les directions x et y.
Distance par rapport au point zéro	$r_s$ [mm]	$r_s$ désigne la distance entre l'axe d'une colonne et le point zéro du moment de dimensionnement dans le sens radial. (voir Encadré théorique : Détermination des valeurs de saisie pour le niveau d'approximation 3)
Moment moyen dans la bande d'appui	$m_{sd}$ [kNm/m]	$m_{sd}$ est la valeur moyenne du moment de dimensionnement dans la bande d'appui au bord d'appui. (voir Encadré théorique : Détermination des valeurs de saisie pour le niveau d'approximation 3)

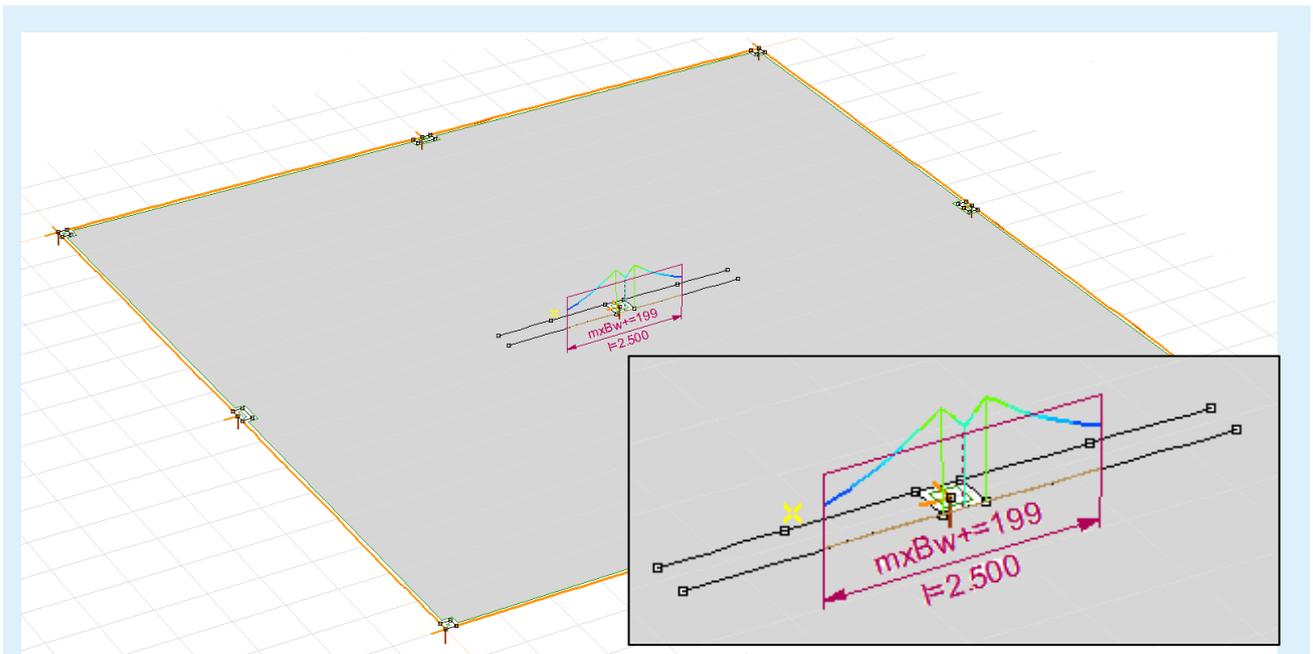
## Encadré théorique: Détermination des valeurs de saisie pour le niveau d'approximation 3

Pour le calcul selon le niveau d'approximation 3, il convient de saisir des paramètres complémentaires. Les paramètres de saisie concernés sont la portée  $L$  (distance entre deux axes de colonnes voisines), distance radiale entre l'axe d'une colonne et le point zéro du moment de dimensionnement dans le sens radial  $r_s$  et les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$ . Les moments de dimensionnement sont la combinaison des moments de flexion et des moments de torsion (SIA 262, 4.3.2.6).

Le point zéro du moment de dimensionnement dans le sens radial  $r_s$  est généralement relativement facile à représenter dans les programmes FEM. La détermination s'effectue par un calcul linéaire élastique. Le mieux est une représentation avec des isolignes des moments de dimensionnement (combinaison des moments de flexion et des moments de torsion). Il est alors possible de mesurer directement la distance entre l'axe de la colonne et le point zéro du moment. Il convient cependant de signaler que la précision dépend beaucoup de la taille des éléments. Les différents types d'éléments et les différents algorithmes de calcul des différents programmes FEM ne permettent pas d'émettre une recommandation d'ordre général concernant la taille des éléments. Toutefois la taille des éléments ne devrait pas excéder 5 % de la portée dans la zone du zéro supposé – normalement un affinement local devrait être suffisant.



Les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$  peuvent être également déterminées par un calcul FEM linéaire élastique. Selon le logiciel utilisé, il existe différentes méthodes pour obtenir la valeur correspondante. Il existe plusieurs façons de définir, le long de l'arête de la colonne à partir de la valeur de la largeur de la bande d'appui, une section où le logiciel présente ensuite directement la valeur moyenne des moments perpendiculairement à la section (rotation autour de l'axe de la section). Comme il s'agit d'une valeur moyenne, la détermination de ce paramètre n'est que faiblement influencée par la dimension des éléments.



Ces paramètres sont généralement à déterminer pour les quatre côtés de la colonne et peuvent être ensuite reportés dans le logiciel de calcul DURA. La fiche technique FEM de l'annexe C sert d'outil d'aide.

## Actions

Fig. 10: Saisie des actions

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Charge de poinçonnement	$V_d$ [kN]	Saisir $V_d$ sans déduction des charges au sein de la section de contrôle (exception: forces de déviation dues à la précontrainte). Les différentes déductions sont calculées par le logiciel.
p.p. non-porteuse et charge utile / Réaction du sol	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ] $\sigma_{Bd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Pour les planchers-dalles, il faut indiquer la charge utile agissante répartie autour de la colonne ainsi que la charge (hors poids à vide) et, pour les radiers, la réaction du sol. Grâce à ces valeurs, on calcule la réduction de la charge au sein de la section de contrôle. Les forces de déviation dues à la précontrainte sont prises en compte lors de la saisie de $V_d$ .
Déformations imposées	Oui/Non	Il est possible de choisir s'il faut tenir compte ou non de l'effort tranchant supplémentaire $\Delta V_d$ ou de la rotation supplémentaire $\Delta \psi$ dû aux déformations imposées.
Déterminer $k_e$ avec les moments d'encastrement des colonnes	Oui/Non	La saisie manuelle de la valeur $k_e$ est réglée par défaut. Par conséquent, la case qui active le dimensionnement avec des moments d'encastrement des colonnes est décochée.

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Coefficient d'excentricité	$k_e$ [-]	Il est possible de saisir les valeurs d'approximation de la norme SIA 262, 4.3.6.2.5 ou bien des propres valeurs calculées.
Moment d'encastrement de la colonne	$ M_{xd} $ [kNm] $ M_{yd} $ [kNm] quadrant [I, II, III, IV]	Si le dimensionnement avec des moments d'encastrement des colonnes est activé, la valeur $k_e$ est alors calculée directement par le logiciel de calcul en fonction des moments d'encastrement des colonnes. Pour cela, il faut saisir les valeurs des moments d'encastrement des colonnes ainsi que le quadrant des forces résultantes. S'il existe une colonne au-dessus, il faut alors saisir la différence entre le moment de tête de la colonne inférieure et le moment de la base de la colonne supérieure. (voir Encadré théorique : Détermination des moments d'encastrement des colonnes)
Tenir compte de l'excentricité $e_u$ lors du calcul de $m_{sd}$	Oui/Non	La boîte de contrôle définit s'il faut ou non prendre en compte l'excentricité $e_u$ dans le calcul des moments de flexion dans la bande d'appui $m_{sd}$ . Pour plus d'informations, voir Encadré théorique « Relation moments d'encastrement des colonnes/valeur $k_e$ ».

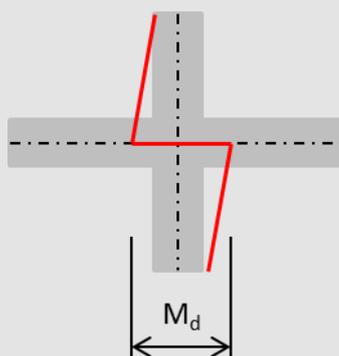
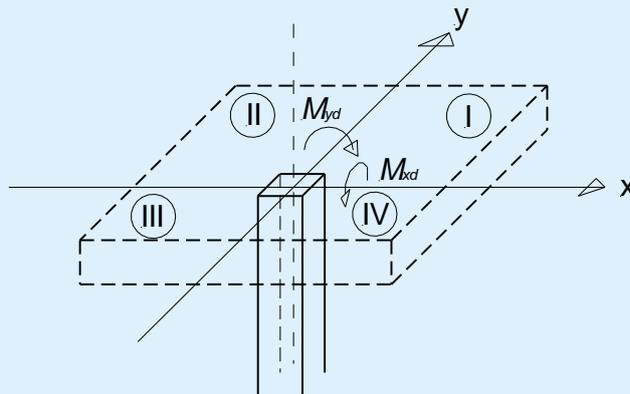


Fig. 11: Prise en compte des moments d'encastrement des colonnes pour des colonnes d'un seul tenant

## Encadré théorique: Détermination des moments d'encastrement des colonnes

Les moments d'encastrement des colonnes peuvent être déterminés par un calcul FEM. Il convient de veiller à effectuer la modélisation avec soin. Il est important de veiller aux points suivants:

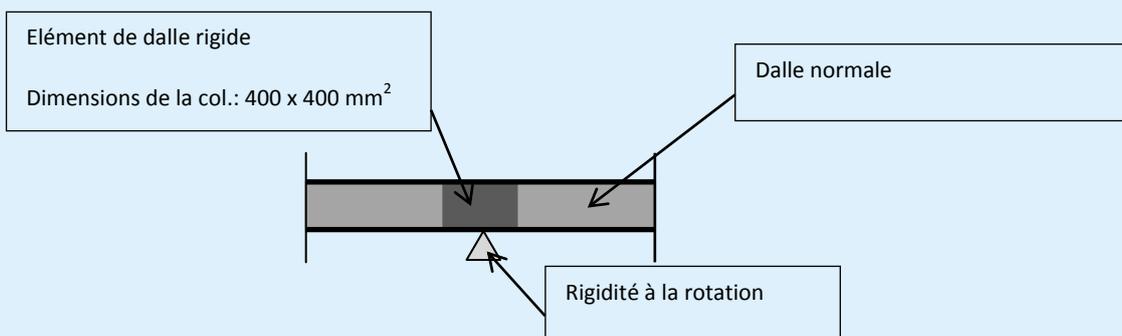
- Il convient de prendre en compte la rigidité de la colonne pour les appuis (ne pas utiliser des rotules ni des appuis encastrés)
- Les appuis doivent se présenter sous forme de surface (pas de liaisons point par point)



Dans de nombreux programmes FEM, une colonne se définit par sa section et par sa longueur. Dans ce cas-là, la rigidité de la colonne est déjà prise en compte. Si ce n'est pas le cas, on peut admettre que la rigidité à la rotation soit de  $4E_c I/L$  pour une colonne encastree au pied ( $3E_c I/L$  si la base de la colonne doit être modélisée de façon articulée). S'il existe une colonne au-dessus, celle-ci doit également être prise en compte. Ceci entraîne une augmentation appropriée de la rigidité en rotation. En prenant comme exemple une colonne en béton de dimensions  $400 \times 400 \text{ mm}^2$ , d'une longueur de 3 m et d'un module d'élasticité de  $30\,000 \text{ N/mm}^2$ , on obtient une rigidité en rotation  $k$  de:

$$k = \frac{4E_c I}{l} = \frac{4 \cdot 30\,000 \cdot 400^4 / 12}{3000} \cdot 10^{-6} = 85333 \text{ kNm}$$

De la même manière, il est possible de modéliser le raccordement colonne-dalle directement sous forme de surface dans certains programmes FEM. Si ce n'est pas le cas, la dalle peut être complétée sur place par un élément rigide.



## Armature

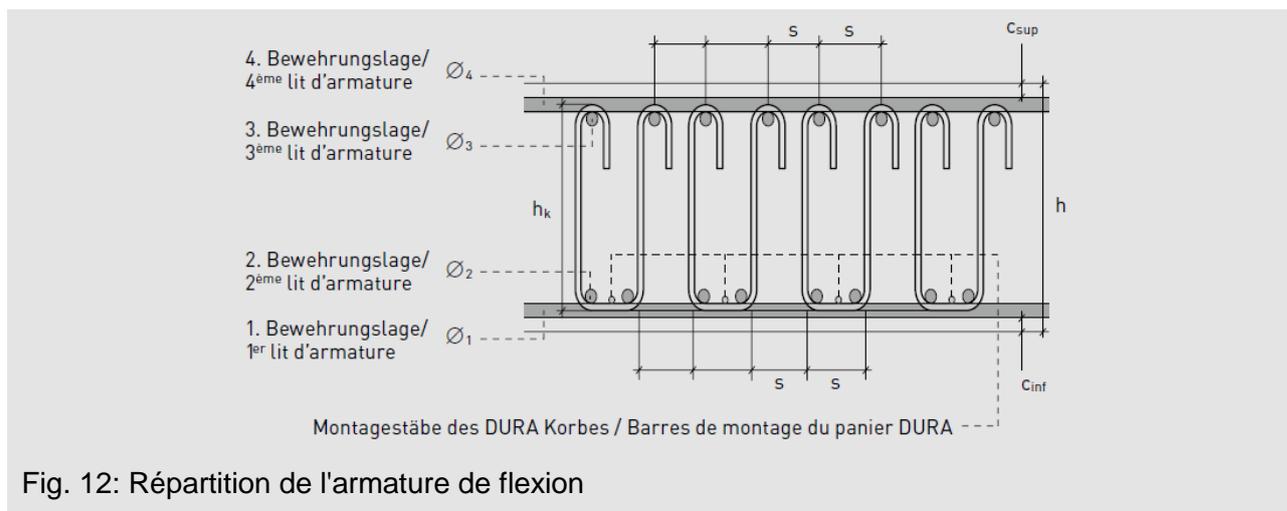


Fig. 12: Répartition de l'armature de flexion

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Enrobage de l'armature en haut et en bas	$c_o$ [mm] $c_u$ [mm]	Distance entre la surface de l'armature et la surface du béton.
Disposition de l'armature Direction x	1 <sup>ère</sup> et 4 <sup>ème</sup> nappe 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> nappe	La sélection indique quelles nappes d'armature se situent dans la direction x. Pour les colonnes intérieures rectangulaires, les colonnes de bord et les extrémités de mur, l'utilisateur doit pouvoir faire pivoter dans la mesure du possible le système de coordonnées (voir Dimensions de section et Distance par rapport au bord).
Armature direction x Armature direction y	$\varnothing_s$ [mm] Ecartement [mm]	Il est possible de saisir l'armature de traction et de compression à partir du diamètre et de l'écartement. L'écartement entre le 2 <sup>e</sup> et le 3 <sup>e</sup> nappe détermine la famille de paniers: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Famille de paniers 1: <math>s = 100</math> mm</li> <li>• Famille de paniers 2: <math>s = 150</math> mm</li> <li>• Famille de paniers 3: <math>s = 200</math> mm</li> </ul> Il ne faut prendre en compte que l'armature totalement ancrée à l'intérieur de la bande d'appui (norme SIA, 262, 5.5.3.7).

**Armature**

**Enrobage de l'armature**

Supérieur  $c_{nom,o}$   mm

Inférieur  $c_{nom,u}$   mm

**Direction x**

ⓘ

Diamètre supérieur  $\varnothing$   mm

Espacement supérieur  $s$   mm

Diamètre inférieur  $\varnothing$   mm

Espacement inférieur  $s$   mm

**Direction y**

Diamètre supérieur  $\varnothing$   mm

Espacement supérieur  $s$   mm

Diamètre inférieur  $\varnothing$   mm

Espacement inférieur  $s$   mm

Fig. 13: Écran de saisie de l'armature

**Indications sur les armatures** ⓘ

4. nappe	$\varnothing$	14.00 mm	$s$	100 mm
	$A_s$	1539 mm <sup>2</sup> /m	$\rho$	0.56 %
	$d$	273 mm	$m_{rel}$	
3. nappe	$\varnothing$	10.00 mm	$s$	100 mm
	$A_s$	785 mm <sup>2</sup> /m	$\rho$	0.30 %
	$d$	261 mm	$m_{rel}$	
2. nappe	$\varnothing$	10.00 mm	$s$	100 mm
	$A_s$	785 mm <sup>2</sup> /m	$\rho$	0.30 %
	$d$	265 mm	$m_{rel}$	
1. nappe	$\varnothing$	10.00 mm	$s$	100 mm
	$A_s$	785 mm <sup>2</sup> /m	$\rho$	0.29 %
	$d$	275 mm	$m_{rel}$	

Fermer

Fig.14: Fenêtre d'information de la saisie des armatures

## Encadré théorique: Relation moments d'encastrement des colonnes/valeur $k_e$

La valeur  $k_e$  prend en compte la répartition inégale de la contrainte de cisaillement le long de la section de contrôle. Le périmètre de la section de contrôle est réduit de telle manière que la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement le long de la section de contrôle réduite corresponde à la valeur maximale de la contrainte de cisaillement. Cette valeur maximale de la contrainte de cisaillement peut théoriquement être déterminée par un calcul avec les champs de contrainte de cisaillement. La répartition inégale de la contrainte de cisaillement résulte essentiellement de l'effet d'encastrement de la colonne. C'est-à-dire que si la colonne bénéficie d'une articulation parfaite (articulation mécanique), la répartition de la contrainte de cisaillement est homogène le long de la section de contrôle, même en présence de portées inégales. Il est possible de le montrer de manière relativement simple à l'aide des champs de contrainte. Par conséquent le coefficient de réduction  $k_e$  peut être déterminé grâce aux moments d'encastrement des colonnes.

Mais cela signifie aussi à l'inverse qu'une valeur  $k_e$  acceptée, par ex. à partir des indications de la norme SIA 262, 4.3.6.2.5, implique un moment d'encastrement de la colonne approprié. Cela signifie d'une part qu'il faut vérifier si le moment d'encastrement de la colonne peut être de manière générale transmis dans la colonne. D'autre part, le moment d'encastrement de la colonne doit être pris en compte pour le calcul avec un niveau d'approximation 2 dans la détermination des moments de flexion moyens dans la bande d'appui  $m_{sd}$ .

A cet effet, on peut d'abord déterminer l'excentricité  $e_u$  à partir de la valeur  $k_e$ :

$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b$$

A partir de l'excentricité  $e_u$  et de la distance entre le centre de gravité de la section de contrôle et l'axe de la colonne  $\Delta e$ , on peut enfin déterminer le moment au niveau du sommet de la colonne.

$$M_d = (e_u - \Delta e) \cdot V_d$$

On considère à titre d'exemple une colonne intérieure (centre de gravité de la section de contrôle sur l'axe de la colonne:  $\Delta e = 0$ ) avec  $\varnothing$  250 mm pour une dalle avec  $d_v = 260$  mm. D'après la norme SIA 262, 4.3.6.2.5, on peut prendre pour  $k_e$  comme valeur d'approximation  $k_e = 0,9$ .

$$e_u = \frac{1 - 0,9}{0,9} \cdot 510 = 57 \text{ mm}$$

Cela entraîne pour une charge de 1 000 kN un moment de :

$$M_d = 0.057 \cdot 1000 = 57 \text{ kNm}$$

Il faut vérifier de manière générale si ces moments peuvent être introduits dans la colonne.

Il faut de plus tenir compte de l'excentricité  $e_u$  également pour déterminer les moments de flexion dans la bande d'appui  $m_{sd}$ :

$$m_{sd,i} = V_d \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_{s,i}} \right)$$

Il faut tenir compte de l'excentricité dans les directions x et y. La norme ne précise pas davantage comment déterminer l'excentricité dans les directions  $e_{u,x}$  et  $e_{u,y}$  à l'aide de l'excentricité résultante. Il incombe à l'ingénieur d'utiliser l'approche qui convient. Le logiciel de calcul Aschwanden utilise un algorithme développé en interne qui détermine sur la base de la relation entre différentes contraintes  $e_{u,x}$  et  $e_{u,y}$  à partir de  $e_u$ .

Toutefois il est conseillé dans chaque cas d'utiliser les moments d'encastrement des colonnes avec un logiciel FEM et non d'utiliser les approximations de la norme.

### Compléments

La procédure décrite précédemment est correcte d'un point de vue théorique selon F.J. Aschwanden SA. Toutefois une demande adressée à la commission de normalisation SIA 262 a montré qu'un examen simplifié est permis. En cas d'utilisation de la valeur d'approximation de  $k_e$ , celle-ci ne doit pas être prise en compte pour la détermination des moments de flexion dans la bande d'appui  $m_{sd}$  (SIA 262:2013, Gl. (61) – (64)). Pour les colonnes intérieures, on obtient ainsi pour  $m_{sd}$  :

$$m_{sd,i} = \frac{V_d}{8}$$

Ce qui entraîne des résultats de calcul quelque peu déroutants. Dans l'exemple 1, on obtient ainsi pour le calcul avec les moments d'encastrement des colonnes une valeur  $k_e$  de 0,92 et une résistance sans armature de poinçonnement de 803 kN. Toutefois si on utilise la valeur approximative (plus faible) de la norme SIA 262:2013 ( $k_e = 0,9$ ), on obtient alors, en négligeant l'excentricité, pour la détermination des moments de flexion dans la bande d'appui une résistance de 826 kN supérieure de 3 %. La différence est naturellement assez faible et elle peut donc être considérée comme négligeable. On peut cependant se demander pourquoi il faudrait prendre en compte l'excentricité pour la détermination des moments de flexion dans la bande d'appui pour les colonnes intérieures. Ceci vaut également pour les colonnes de bord pour la direction parallèle au bord et pour les colonnes d'angle pour lesquelles les limites  $V_d/4$  ou  $V_d/2$  deviennent souvent déterminantes. Par contre, pour les colonnes de bord, dans la direction perpendiculaire au bord, les différences de calcul de la résistance ultime avec ou

sans prise en compte de l'excentricité peuvent devenir très importantes ( $\Delta V_{Rd} \approx 20\% - 30\%$ ). C'est pourquoi il est recommandé de toujours prendre en compte l'excentricité pour la détermination des moments de flexion dans la bande d'appui des colonnes de bord.

Il convient par ailleurs d'observer que la prise en compte de l'excentricité peut, dans certains cas, entraîner des rotations nettement plus importantes ( $\Delta\psi > 10\%$ ). Dans un certain nombre de cas, cela peut même présenter des avantages, par ex. pour respecter les conditions de déformation figurant dans la norme SIA 262 :2013 ou encore pour l'activation de l'armature de poinçonnement, en particulier pour les dalles rigides (voir Encadré théorique: Ce qu'il faut savoir sur les radiers).

Cette approche particulière du calcul a naturellement également des conséquences pour le logiciel de calcul DURA. Jusqu'à la version 3.2.1 incluse, l'excentricité a toujours été prise en compte pour la détermination des moments de flexion dans la bande d'appui. A partir de la version 3.3, il est possible avec la boîte de contrôle « $e_u(k_e) \rightarrow m_{sd}$ » de choisir s'il faut ou non prendre en compte l'excentricité pour la détermination des moments de flexion dans la bande d'appui.

## Précontrainte

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Utilisation de la précontrainte	Oui/Non	S'il faut intégrer au calcul une précontrainte éventuellement existante, la résistance à la flexion et le moment de décompression doivent être saisis.
Résistance à la flexion	$m_{Rd}$ [kNm/m]	Dans ce cas, la résistance à la flexion n'est pas calculée en fonction de la saisie des armatures, mais en fonction des valeurs saisies manuellement. Il est donc possible d'utiliser cette saisie également pour la saisie manuelle des résistances à la flexion.
Moment de décompression	$m_{Dd}$ [kNm/m]	

— Précontrainte

Utilisation de la précontrainte

**Résistance à la flexion**

$m_{Rdx}$  0.0 kNm/m

$m_{Rdy}$  0.0 kNm/m

**Moment de décompression**

$m_{Ddx}$  0.0 kNm/m

$m_{Ddy}$  0.0 kNm/m

Fig. 15: Écran de saisie de la précontrainte

## Tête en acier

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Tête en acier	$h_{p,max}$ [mm] $h_{zp}$ [mm]	Il est possible grâce à $h_{p,max}$ et $h_{zp}$ de définir la hauteur maximale et la position de montage de la tête en acier (voir fig. 7).

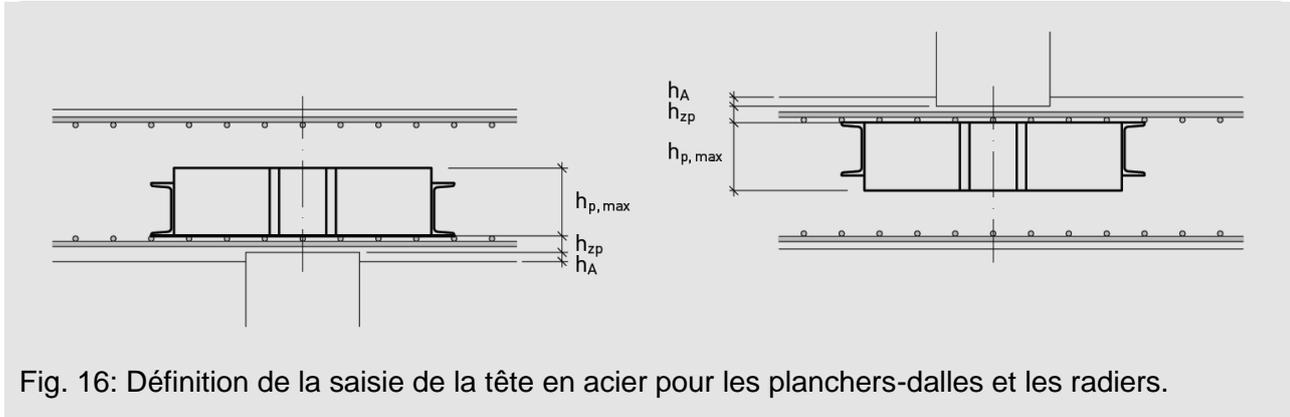


Fig. 16: Définition de la saisie de la tête en acier pour les planchers-dalles et les radiers.

- Tête en acier

Hauteur max. de la tête en acier $h_{p,max}$	<input style="width: 90%;" type="text" value="250"/>	mm	①
Hauteur de montage $h_{zp}$	<input style="width: 90%;" type="text" value="40"/>	mm	

Fig. 17: Écran de saisie des conditions limites pour la tête en acier

## Solutions

Une fois la saisie réalisée, il est possible de rechercher des solutions possibles avec le bouton «*Chercher*»). En raison de la présence de différents produits au sein du système DURA, le logiciel de calcul peut présenter non pas une, mais plusieurs solutions différentes possibles. L'utilisateur peut ainsi choisir la meilleure version pour lui en matière de résistance, de tenue à la déformation et de conception globale. Afin de définir la meilleure solution possible, le tableau de solutions apporte différentes indications qui font ci-dessous l'objet d'une évaluation. Le tableau de solutions peut être présenté selon différents paramètres de manière que, selon le critère choisi, la solution souhaitée apparaisse en haut. La liste ci-dessous présente les différents paramètres intervenant dans une solution.

Type d'élément	Indique quel produit ou quelle combinaison de produits est utilisé.
Nombre	Indique le nombre des différents éléments.
Éléments	Indique la désignation précise des éléments.
Résistance	Indique la résistance de la solution correspondante. Dans le logiciel de calcul, pour les planchers-dalles la charge ou, pour les radiers, la réaction, qui intervient à l'intérieur de la section de contrôle, s'additionne à la résistance (voir le paramètre de saisie « <i>Valeur de calcul de la charge de poinçonnement</i> »)
Coûts	Indique les coûts relatifs à la solution la plus chère. Il est ainsi possible de trouver la solution la plus économique.
$\psi_R$	Indique la rotation de rupture. Cette information est nécessaire pour le respect de la condition de déformation (norme SIA 262, 4.1.4.2.6; 4.1.4.2.5; 4.3.6.1.2) (Voir Encadrés théoriques: Quelle est la meilleure solution? / Résistance à la rupture et rotation de rupture).
$V_{Rd,s}/V_d$	Indique si le rapport entre la part de la résistance de l'armature de poinçonnement $V_{Rd,s}$ et la valeur de calcul $V_d$ est supérieur ou inférieur à 0,5. Cette information est nécessaire pour le respect des conditions de déformation (norme SIA 262, 4.3.6.1.2; 4.3.6.1.3) (Voir Encadré théorique: Quelle est la meilleure solution?)

## Encadré théorique: Quelle est la meilleure solution?

La question que se pose l'ingénieur est: quelle est alors la meilleure solution? Avec les anciennes générations de normes, la règle était que, dans la mesure où il n'y avait pas d'exigences particulières en matière de conception, la solution était d'autant plus économique et donc meilleure que l'armature de poinçonnement nécessaire était réduite. Du fait que la norme SIA 262 non seulement exige la sécurité structurale en matière de capacité portante, mais aussi formule des exigences en matière de capacité de déformation de la structure porteuse, il existe désormais davantage de paramètres à prendre en compte pour trouver la solution optimale. Le logiciel de calcul fournit par conséquent différentes solutions qui répondent à la sécurité structurale en matière de capacité portante. F.J. Aschwanden AG est convaincue que l'ingénieur est mieux à même de décider que le logiciel de calcul de la meilleure solution au problème spécifique. C'est pourquoi le logiciel de calcul ne propose pas uniquement une solution, qui peut éventuellement prendre nettement plus de temps pour l'ingénieur, mais plusieurs solutions possibles.

Concernant l'évaluation des solutions, il existe cependant certaines règles présentées dans le logiciel de calcul sous forme de remarques dans le tableau de solutions et dans le rapport. Il convient d'indiquer que ces remarques renvoient uniquement aux dispositions normatives exigées à respecter impérativement dans tous les cas, même sans renforcement au poinçonnement DURA.

Remarque 1:  $\psi < 0,008$  (SIA 262, 4.1.4.2.6)

D'après la norme SIA 262, il convient d'éviter cette valeur. Sur le plan pratique, ce n'est pas toujours possible de l'appliquer, car on a souvent affaire à des portées très variables pour une même épaisseur de dalle. Dans la mesure du possible, il faudrait dans ce cas réduire l'armature de flexion pour des portées plus faibles pour obtenir une capacité de déformation la plus importante possible sans pour autant générer des redistributions au niveau plastique.

Remarque 2:  $\psi < 0,020$  (SIA 262, 4.1.4.2.5),

D'après la norme SIA 262, les efforts intérieurs ne doivent pas être redistribués sans vérification de la capacité de déformation. Ceci doit éviter de concevoir des dalles qui cèdent avant que la distribution du moment admise pour le calcul ne puisse se mettre en place. Comme cette limite est difficile à atteindre dans la pratique, il faut effectuer une vérification de la déformation pour la redistribution des efforts intérieurs, par ex. redistribution du moment. Ceci peut s'effectuer par exemple à partir d'un calcul FEM non linéaire ce qui constitue cependant un surcroît de travail important pour l'ingénieur. Si toutefois l'armature est déterminée à partir de moments de dimensionnement provenant d'un calcul linéaire élastique (par ex. à partir d'un calcul FEM), il ne faut pas tenir compte de ce paragraphe.

Remarque 3:  $\psi < 0,020$  et  $V_{Rd,s}/V_d < 0,5$  (SIA 262, 4.3.6.1.2)

D'après la norme SIA 262, il faut tenir compte des efforts intérieurs provenant des déformations imposées si la rotation est inférieure à 0,020 et si le rapport entre la part de la résistance de l'armature de poinçonnement et la valeur de calcul de la charge de poinçonnement  $V_d$  est inférieur à 0,5. Comme déjà indiqué dans la Remarque 2, la limite de la rotation dans la pratique est difficile à atteindre. Si l'ingénieur ne souhaite pas prendre en compte dans son calcul les efforts intérieurs par suite de fluages, de retraits, de tassements différentiels, etc., le plus simple est de placer à tous les endroits critiques en matière de poinçonnement une armature de poinçonnement prenant en charge au moins 50 % de la valeur de calcul de la charge de poinçonnement  $V_d$ . Il faut signaler qu'une tête en acier seule ne constitue pas une armature de poinçonnement. Dans ces cas-là, il est recommandé d'utiliser une tête en acier associée à des paniers DURA. Ceci présente de plus l'avantage qu'il est possible de choisir une tête de dimension réduite.

Remarque 4:  $V_{Rd,s}/V_d < 0,5$  (SIA 262, 4.3.6.1.3)

D'après la norme SIA 262, il faut installer une sécurité pour prévenir un effondrement total si le rapport entre la part de la résistance de l'armature de poinçonnement et la valeur de calcul de la charge de poinçonnement  $V_d$  est inférieur à 0,5. Pour remplir cette condition, il est recommandé d'installer à tous les endroits critiques en matière de poinçonnement une armature de poinçonnement assurant au moins 50 % de la valeur de calcul de la charge de poinçonnement  $V_d$ . Ceci économise une partie importante d'armature longitudinale côté compression par flexion de la dalle et évite à l'ingénieur un dimensionnement supplémentaire de la protection anti-effondrement.

Remarque 5:  $\psi \geq 0,020$  et  $V_{Rd,s}/V_d \geq 0,5$

A partir des remarques 1 à 4, on peut conclure qu'il n'est pas nécessaire de procéder à d'autres calculs ni de prendre d'autres mesures si la rotation  $\psi$  est supérieure ou égale à 0,020 et le rapport  $V_{Rd,s}/V_d$  supérieur ou égal à 0,5.

En résumé, on peut constater que les solutions avec les plus grandes réserves de charge ou la plus grande capacité de déformation présentent la plus grande sécurité structurale pour l'ensemble du bâtiment. Ceci peut toutefois entraîner un surcoût. Si on renonce aux redistributions au niveau plastique, une solution à paniers peut à maints égards constituer une solution idéale et économique sans surcoût pour les charges faibles ou moyennes. Pour les charges de poinçonnement moyennes ou importantes, la solution idéale est le plus souvent une combinaison d'éléments S et de paniers ou d'une tête en acier et de paniers. Considérant les conditions de tenue à la déformation, il vaut mieux renoncer totalement aux dalles sans armature de poinçonnement.

Pour toutes ces différentes raisons, la décision revient uniquement à l'ingénieur civil en charge du projet et non au logiciel afin de déterminer la solution optimale pour le projet concerné. Il doit décider s'il convient d'effectuer les modélisations de la structure porteuse supplémentaires pour une part longues et complexes ou s'il choisit une solution avec une armature de poinçonnement DURA qui permettra d'obtenir non seulement la résistance de la dalle, mais aussi la capacité de déformation nécessaire.



## Exemples: Principes

Le dimensionnement du système de poinçonnement DURA est expliqué à l'aide de deux exemples. Pour ces exemples, les matériaux utilisés sont les suivants:

Types de béton	C25/30	$f_{cd}$	16,7 N/mm <sup>2</sup>
		$\tau_{cd}$	1,0 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{bd}$	2,4 N/mm <sup>2</sup>
Diamètre maximal du granulat		$d_g$	32 mm
Acier d'armature	B500B	$f_{sd}$	435 N/mm <sup>2</sup>

## Exemple 1: Colonne intérieure rectangulaire avec solution à paniers

### Evaluation de la résistance à l'aide de diagrammes

Il est possible d'effectuer une première évaluation de la résistance à l'aide des diagrammes Aschwanden figurant en annexe du présent document. Pour l'évaluation, il suffit de connaître l'épaisseur de la dalle et la section des colonnes.

Charge de poinçonnement	$V_d = 1100$ kN	Section	$a_x = 400$ mm
Épaisseur de dalle	$h = 350$ mm		$a_y = 200$ mm

Pour une colonne intérieure rectangulaire, on obtient pour la valeur a:

$$a = \frac{a_x + a_y}{2} = \frac{400 + 200}{2} = 300 \text{ mm}$$

Il s'avère que la résistance escomptée sans armature de poinçonnement est à peu près  $V_{Rd,c0} = 850$  kN. Pour les dalles avec une armature de poinçonnement DURA, la résistance maximale au poinçonnement est à peu près  $V_{Rd,cc0} = 1300$  kN. C'est-à-dire que la résistance nécessaire peut vraisemblablement être atteinte avec les paniers DURA.

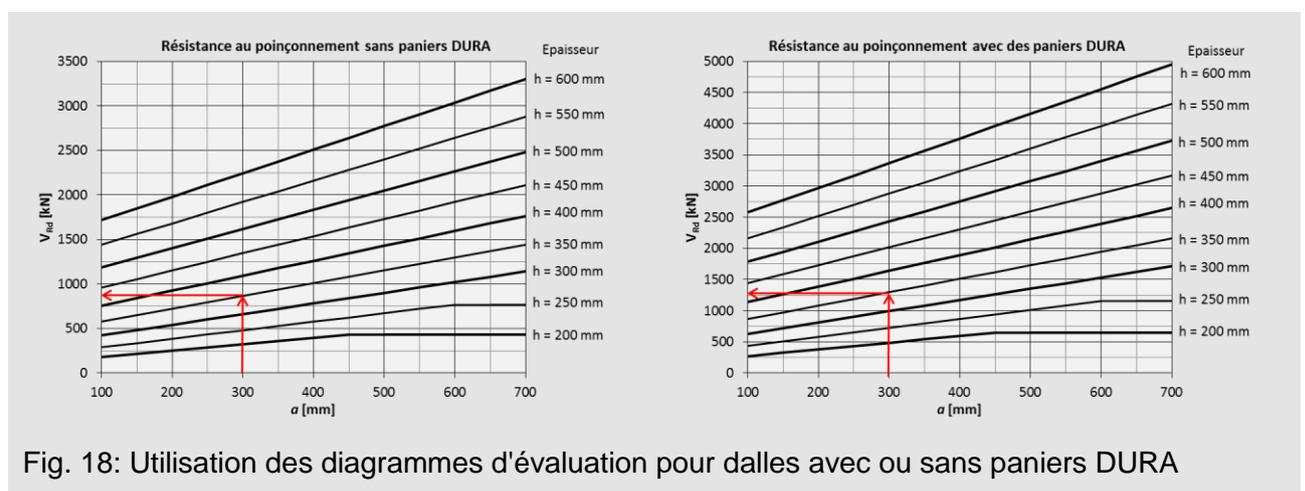


Fig. 18: Utilisation des diagrammes d'évaluation pour dalles avec ou sans paniers DURA

**Calcul de niveau d'approximation 2**

Le calcul effectif de l'exemple s'effectuera avec un niveau d'approximation 2.

**Bases**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Base de dimensionnement	Expertise	Le dimensionnement s'effectue à partir de l'expertise DURA.
Type de dalle	Plancher-dalle	
Utilisation de paniers résistants à la fatigue	Non	Pour cet exemple, il n'est pas nécessaire d'utiliser des paniers résistants à la fatigue.

**Matériau**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Types de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulat	32 mm	
Acier d'armature	B500B	

**Géométrie de colonne**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Section	$a_x = 400 \text{ mm}$ $a_y = 200 \text{ mm}$	Pour les colonnes intérieures rectangulaires, il faut toujours saisir pour le calcul avec le logiciel la plus grande longueur latérale et toujours dans la direction $x$ ( $a_x \geq a_y$ ).
Affaissement des colonnes	$h_A = 0 \text{ mm}$	Dans cet exemple, l'affaissement des colonnes est considéré comme nul (0 mm).

**Géométrie de dalle et évidements**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Epaisseur de dalle	$h = 350 \text{ mm}$	
Portées max.	$l_x = 7000 \text{ mm}$ $l_y = 6000 \text{ mm}$	

**Actions**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Charge de poinçonnement	$V_d = 1100 \text{ kN}$	
Charge utile	$q_d = 10 \text{ kN /m}^2$	
Déformations imposées	Ne pas prendre en compte	Pour le calcul, il faut s'efforcer de respecter la teneur du paragraphe SIA 262, 4.3.6.1.2. C'est-à-dire que les efforts intérieurs des déformations imposées ne sont pas pris en compte dans cet exemple.
Moments d'encastrement des colonnes et quadrant des forces résultantes des charges	$ M_{xd}  = 30 \text{ kNm}$ $ M_{yd}  = 60 \text{ kNm}$ quadrant = II	Comme la colonne présente une plus grande rigidité autour de l'axe y, il est plausible que la valeur du moment $M_{yd}$ soit plus grande que $M_{xd}$ .

**Armature**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Enrobage de l'armature en haut et en bas	$c_o = 20 \text{ mm}$ $c_u = 20 \text{ mm}$	
Direction x	1ère/4ème nappe $\varnothing 14 \text{ mm } s=100$ $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$	4ème nappe 1ère nappe
Direction y	2ème/3ème nappe $\varnothing 14 \text{ mm } s=100$ $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$	3ème nappe 2ème nappe

**Tête en acier**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Tête en acier	$h_{p,max} = 250 \text{ mm}$ $h_{zp} = 40 \text{ mm}$	Les indications concernant la tête en acier ne sont pas encore significatives lors du prédimensionnement. Il convient cependant de saisir certaines valeurs positionnant la tête entre les nappes d'armature.

Il résulte de ces données une résistance au poinçonnement sans aucune disposition de 803 kN et une rotation de rupture de  $\psi_R = 0,0061$ . On peut constater que la résistance n'est pas atteinte sans dispositions. De plus les déformations imposées n'ont pas été prises en compte pour la détermination des efforts intérieurs. C'est-à-dire que, d'après la norme SIA 262, 4.3.6.1.2, soit la rotation de la dalle doit être supérieure à 0,020, soit il faut utiliser une armature de poinçonnement assurant au moins 50 % de la charge calculée. Comme la rotation est inférieure à 0,008, il convient d'utiliser également une armature de poinçonnement pour tenir compte de la tenue à la déformation.

**Solutions**

Résistance sans  $V_{Rd}$  803.8 kN  
mesures spéciales  $\psi_R$  0.0061

Type d'élément	Nombre	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_s$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input type="checkbox"/> Panier	2	DURA-70	$V_{Rd} = 1305$ kN	25%	0.0123	> 0.5
<input type="checkbox"/> Panier	1	DURA-90	$V_{Rd} = 1189$ kN	19%	0.0107	> 0.5
<input type="checkbox"/> Panier	1	DURA-110	$V_{Rd} = 1309$ kN	26%	0.0123	> 0.5
<input type="checkbox"/> Tête/Panier	1	DURA 60/24-KE1.N22.E	$V_{Rd} = 1114$ kN	86%	0.0136	> 0.5
<input type="checkbox"/> Tête/Panier	4	DURA-70				
<input type="checkbox"/> Tête/Panier	1	DURA 60/19-GE2.H22.E	$V_{Rd} = 1148$ kN	84%	0.0138	> 0.5
<input type="checkbox"/> Tête/Panier	4	DURA-70				
<input type="checkbox"/> Éléments en S	1	DURA-S-20-400-310-1	$V_{Rd} = 1148$ kN	49%	0.0101	> 0.5
<input type="checkbox"/> Éléments en S	1	DURA-S-20-200-265-2				
<input type="checkbox"/> Éléments en S/Panier	1	DURA-S-20-400-310-1	$V_{Rd} = 1463$ kN	100%	0.0151	> 0.5

Plus de résultats ...

Fig. 19: Exemple 1: Tableau des solutions

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions au niveau plastique puisque les armatures ont été déterminées à partir d'un calcul linéaire élastique des efforts intérieurs. C'est-à-dire que même si la rotation de rupture est inférieure à 0,02, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification supplémentaire. Pour cette raison, on choisit dans cet exemple un panier DURA-90. La sécurité structurale en matière de capacité portante est assurée par une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 1189$  kN. Par ailleurs, avec une rotation de rupture de  $\psi_R = 0,0107$  et  $V_{Rd,s}/V_d > 0,5$ , il n'est pas besoin d'autres vérifications.

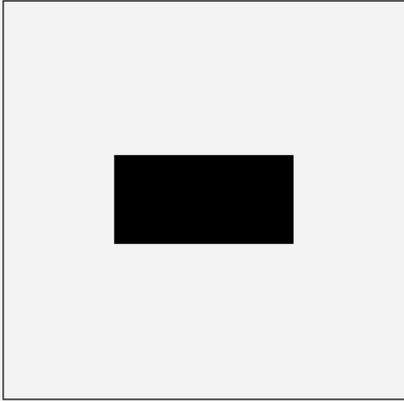
**2. Explorateur DURA**

+ Nouvelle colonne    Graphique    Tableau    ↕

Beispiel 1    Nombre:5

**Beispiel 1**

Nombre 1  
Degré d'approximation 2  
Dimensions 400 / 200  
Épaisseur de dalle 350  
Charge de calcul 1100.00



Panier 1 x DURA-90  
Tête -  
Éléments en S -

Précédent    1 / 5    Suivant

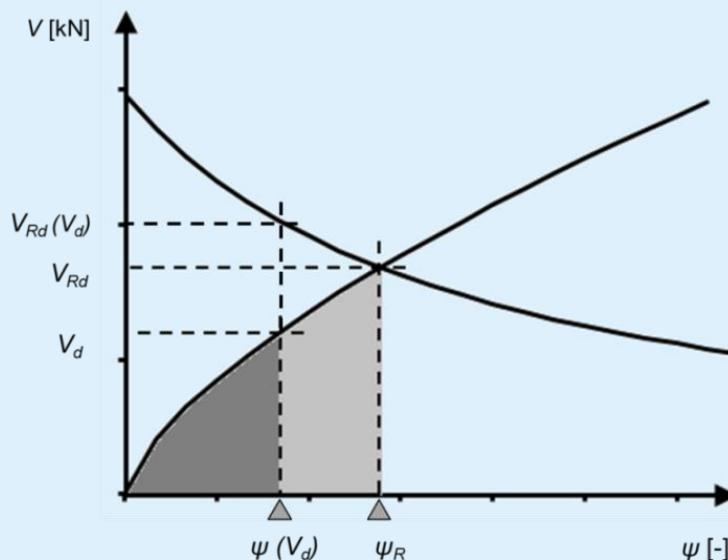
Beispiel2

Fig. 20: Exemple 1: Informations détaillées concernant la solution panier choisie

## Encadré théorique: Résistance à la rupture et rotation de rupture

Pour la compréhension des équations concernant le poinçonnement dans la norme SIA 262, il est important d'identifier certaines valeurs et leurs corrélations. Dans cette norme, certaines valeurs ne sont toutefois pas décrites de manière précise, c'est pourquoi sont introduits ici certains concepts comme la charge calculée  $V_d$ , la rotation fictive  $\psi(V_d)$ , la résistance ultime fictive  $V_{Rd}(V_d)$ , la résistance à la rupture  $V_{Rd}$  et la rotation de rupture  $\psi_R$ . L'effort tranchant calculé  $V_d$  sert aux actions servant au dimensionnement de la dalle. La rotation fictive est la valeur obtenue quand on détermine la rotation d'après l'équation 59 de la norme SIA 262. Le calcul de  $m_{sd}$  s'effectue au même niveau d'actions que l'effort tranchant calculé  $V_d$ . Pour le niveau d'approximation 2, c'est manifeste puisque dans la norme SIA 262, 4.3.6.4.7, on utilise l'effort calculé  $V_d$  pour déterminer  $m_{sd}$ . Cependant même pour le calcul au niveau d'approximation 3, les valeurs  $m_{sd}$  et  $V_d$  font partie d'une certaine situation d'actions ( $g_d + q_d$ ). Par conséquent ces valeurs correspondent également. Si par ex. les actions  $g_d + q_d$  augmentaient, les valeurs (pour un calcul linéaire élastique)  $m_{sd}$  et  $V_d$  augmenteraient dans la même proportion.

Pour chaque situation d'actions ( $g_d+q_d$ ,  $V_d$ ,  $m_{sd}$ ), il est possible de déterminer une rotation fictive avec l'équation 59. La théorie permet d'obtenir cette rotation si la dalle est soumise exactement à la charge calculée  $V_d$  (ou  $g_d + q_d$ ). Cependant cette rotation ne révèle encore rien de la capacité de rotation de la dalle. Par conséquent, il n'est pas très utile sur plan théorique d'utiliser cette valeur pour respecter les critères de déformation. Pour vérifier la sécurité structurale, on calcule avec cette rotation fictive une résistance ultime fictive  $V_{Rd}(V_d)$ . Cette résistance ultime fictive doit être plus grande que l'effort tranchant calculé  $V_d$  pour valider la vérification de la sécurité structurale. Cependant, tout comme la rotation fictive, la résistance fictive ne dit rien de la résistance ultime effective de la dalle.



On obtient la résistance ultime et la capacité de rotation effectives à partir de la charge de rupture et de la rotation de rupture. C'est pourquoi ces valeurs sont calculées et fournies par le logiciel de calcul. Il faut toutefois procéder par itération pour ce calcul, car on obtient ces valeurs si l'effort tranchant est égal à la résistance ultime pour déterminer la rotation. C'est la charge et la rotation correspondante qu'on obtient théoriquement si on charge la dalle progressivement jusqu'à la rupture de la dalle. C'est pourquoi ces valeurs sont appelées dans le logiciel de calcul résistance à la rupture  $V_{Rd}$  et rotation de rupture  $\psi_R$ .

### Vérification de la solution à la main

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel à partir de calculs à la main simples. Il n'est pas nécessaire de refaire intégralement tous les calculs. Cependant la complexité de la norme rend la vérification à la main déjà assez longue.

Matériau	$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$ $f_{bd} = 2.4 \text{ N/mm}^2$	Surface de l'armature	$A_{sx} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$ $A_{sy} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$
	$\tau_{cd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$		
Hauteur statique	$d_x = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323 \text{ mm}$	Taux des armatures	$\rho_x = 0.47\%$ $\rho_y = 0.50\%$
	$d_y = 323 - 14 = 309 \text{ mm}$		
	$d = 316 \text{ mm}$		
	$d_v = 316 \text{ mm}$		

### Vérification de la valeur $k_e$

La valeur  $k_e$  est vérifiée en premier lieu. Sur une colonne intérieure sans évidements (c'est-à-dire que le centre de gravité de la section de contrôle se trouve au centre de la colonne), l'excentricité  $e_u$  se calcule à partir des moments d'encastrement des colonnes et de leur action  $V_d$ :

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} = \frac{\sqrt{30^2 + (-60)^2}}{1100} = 61.0 \text{ mm}$$

Le diamètre d'une surface rapportée à un cercle plan à l'intérieur de la section de contrôle s'obtient pour une colonne intérieure comme suit:

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v) - d_v^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(400 + 316) \cdot (200 + 316) - 316^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} = 666 \text{ mm}$$

Le coefficient  $k_e$  se calcule à partir de  $b$  et  $e_u$ :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{666}} = \underline{0.92}$$

Il s'avère que la valeur  $k_e$  calculée à la main correspond bien à la valeur  $k_e$  trouvée par le logiciel.

### Vérification de la rotation

Pour vérifier la rotation, il faut déterminer dans un premier temps la résistance à la flexion dans les directions x et y:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0047 \cdot 323^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0048 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 204 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0050 \cdot 309^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0050 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 194 \text{ kNm/m}$$

On négligera ici l'armature de compression. Le logiciel de calcul prend toutefois en compte l'armature de compression pour le calcul de la résistance à la flexion.

Par ailleurs, pour déterminer la rotation, il faut connaître la distance entre les axes des colonnes et les points zéro des moments ainsi que la largeur de la bande d'appui:

$$r_{sx} = 0.22 L_x = 1540 \text{ mm}$$

$$r_{sy} = 0.22 L_y = 1320 \text{ mm}$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 2139 \text{ mm}$$

Pour déterminer les valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui, respecter ce qui suit: pour la vérification des résultats donnés par le logiciel, on n'utilise pas – comme pour un calcul à la main – la valeur de calcul de la charge de poinçonnement  $V_d$ , mais la résistance  $V_{Rd}$  trouvée par le logiciel de calcul. Comme, d'une part, le résultat trouvé pour la résistance sans armature de poinçonnement et, d'autre part, la résistance de la solution à paniers choisie doivent être vérifiés, les valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui sont déterminées dans les deux cas dans les directions x et y:

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s}\right)$$

$$e_{ux} = \frac{M_{yd}}{V_d} = \frac{-60}{1100} = -54.5 \text{ mm}$$

$$e_{uy} = \frac{M_{xd}}{V_d} = \frac{30}{1100} = 27.3 \text{ mm}$$

$$m_{sd,x} = 803 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139} \right) = 111 \text{ kNm/m}$$

$$m_{sd,y} = 803 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139} \right) = 105 \text{ kNm/m}$$

$$m_{sd,x} = 1189 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139} \right) = 164 \text{ kNm/m}$$

$$m_{sd,y} = 1189 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139} \right) = 156 \text{ kNm/m}$$

Les paramètres précédemment définis permettent de déterminer les rotations pour la solution avec ou sans armature de poinçonnement:

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2}$$

Sans armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{111}{204} \right)^{3/2} = \underline{0.006}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{105}{194} \right)^{3/2} = 0.005$$

Avec armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{164}{204} \right)^{3/2} = \underline{0.011}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{156}{194} \right)^{3/2} = 0.010$$

Il s'avère que les rotations déterminantes correspondent à celles trouvées par le logiciel de calcul.

### Vérification de la résistance

Pour vérifier les résistances, on détermine dans un premier temps la taille de la section de contrôle pour la colonne  $u_0$  ainsi que la taille de la section de contrôle à l'extérieur du panier  $u_1$ . On obtient ainsi la taille de la section de contrôle au niveau de la colonne:

$$a_x \leq 3 \cdot d_{v0} \quad a_y \leq 3 \cdot d_{v0}$$

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot [2 \cdot (a_x + a_y) + d_{v0} \cdot \pi]$$

$$k_e \cdot u_0 = 0.92 \cdot [2 \cdot (400 + 200) + 316 \cdot \pi] = 2013 \text{ mm}$$

Comme la répartition de la contrainte de cisaillement le long de la section de contrôle extérieure est plus régulière qu'à proximité de la colonne, il est possible d'augmenter la valeur  $k_e$  pour calculer la taille de la section de contrôle extérieure. On peut estimer la valeur  $k_e$  augmentée comme suit:

$$d_{v1} = 350 - 20 - 14 - 20 - 10 = 286 \text{ mm}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_{Korb} + d_{v1})^2 - d_{v1}^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(900 + 286)^2 - 286^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} = 1330 \text{ mm}$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{1330}} = 0.96$$

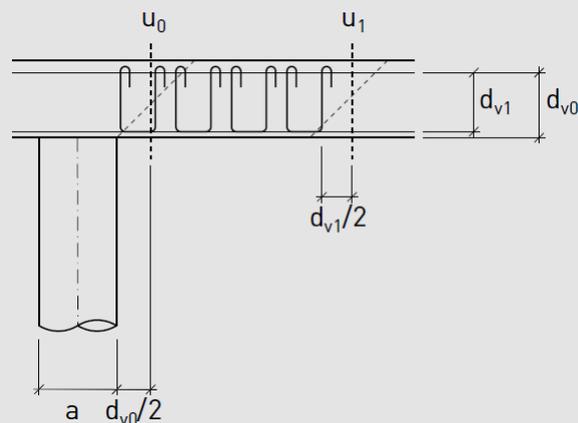


Fig. 21: Sections de contrôle pour une solution à paniers DURA

$$k_e \cdot u_1 = k_e \cdot [4 \cdot a_{Korb} + d_{v1} \cdot \pi]$$

$$k_e \cdot u_1 = 0.96 \cdot [4 \cdot 900 + 286 \cdot \pi] = 4301 \text{ mm}$$

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations données par le logiciel qui ont déjà été vérifiées auparavant. Ceci encore une fois avec ou sans armature de poinçonnement.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0061 \cdot 316 \cdot 1.0} = 1.25$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0107 \cdot 316 \cdot 1.0} = 0.94$$

La résistance sans armature de poinçonnement s'obtient ainsi:

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,c0} = 1.25 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = \underline{795 \text{ kN}} \approx 803 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime calculée à la main correspond bien à la solution trouvée par le logiciel.

Le logiciel de calcul ajoute également la charge, qui intervient à l'intérieur de la section de contrôle, à la résistance ultime  $V_{Rd}$ . Pour les planchers-dalles, cette part est généralement faible et peut donc être négligée lors d'une vérification à la main. Pour les radiers, la réaction due à la pression admissible sur le sol peut cependant être importante au sein de la section de contrôle et il convient par conséquent d'en tenir compte également lors de la vérification à la main.

Pour vérifier la résistance ultime de la solution à paniers choisie, il faut effectuer les trois contrôles - bielle de compression du béton, poinçonnement dans la zone du panier et poinçonnement à l'extérieur du panier. La résistance de la bielle de compression du béton lors du calcul d'après l'expertise s'obtient ainsi:

$$V_{Rd,cc0} = 2.5 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,cc0} = 2.5 \cdot 0.94 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = \underline{1495 \text{ kN}} > 1189 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime calculée est supérieure à la solution trouvée par le logiciel. Ce n'est donc pas la vérification déterminante.

On obtient la résistance ultime à l'extérieur du panier DURA à l'aide de la taille de la section de contrôle à l'extérieur du panier.

$$V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_e \cdot u_1$$

$$V_{Rd,c1} = 0.94 \cdot 1.0 \cdot 286 \cdot 4301 \cdot 10^{-3} = \underline{1156 \text{ kN} \cong 1189 \text{ kN}}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est pratiquement égale à la résistance déterminante calculée par le logiciel et inférieure à la résistance de la bielle de compression du béton. C'est donc très vraisemblablement la vérification déterminante.

Pour la vérification dans la zone d'un panier DURA, il convient d'abord de déterminer les contraintes au sein de l'armature de poinçonnement à partir de la rotation donnée par le logiciel. Pour cela, il faut connaître le diamètre des barres de l'armature de poinçonnement. Celui-ci figure dans la documentation produit DURA. Pour un panier DURA-90, on a  $\phi_{bg} = 10 \text{ mm}$ . Ceci entraîne les contraintes suivantes au sein de l'acier dans l'armature de poinçonnement:

$$\sigma_{sd,bg} = \frac{E_{s,bg} \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd,Bg}} \cdot \frac{d}{\phi_{bg}} \right) \leq f_{sd,Bg}$$

$$\sigma_{sd,bg} = \frac{205000 \cdot 0.0107}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{316}{10} \right) = 429 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2$$

La surface de l'armature de poinçonnement pour la solution de paniers DURA choisie se calcule à l'aide du taux des armatures de poinçonnement. Le taux des armatures de poinçonnement figure également dans la documentation produit et elle est pour un DURA-90:  $\rho_w = 0,79 \%$ . Le calcul d'après l'expertise DURA donne pour l'armature de poinçonnement à prendre en compte:

$$A_{s,bg0} = \left[ 2 \cdot (a_x + a_y) + 2 \cdot \left( 0.25 + \frac{0.75}{2} \right) \cdot d_{v0} \cdot \pi \right] \cdot 0.75 d_{v0} \cdot \rho_w$$

$$A_{s,bg0} = [2 \cdot (400 + 200) + 1.25 \cdot 316 \cdot \pi] \cdot 0.75 \cdot 316 \cdot 0.79\% = 4570 \text{ mm}^2$$

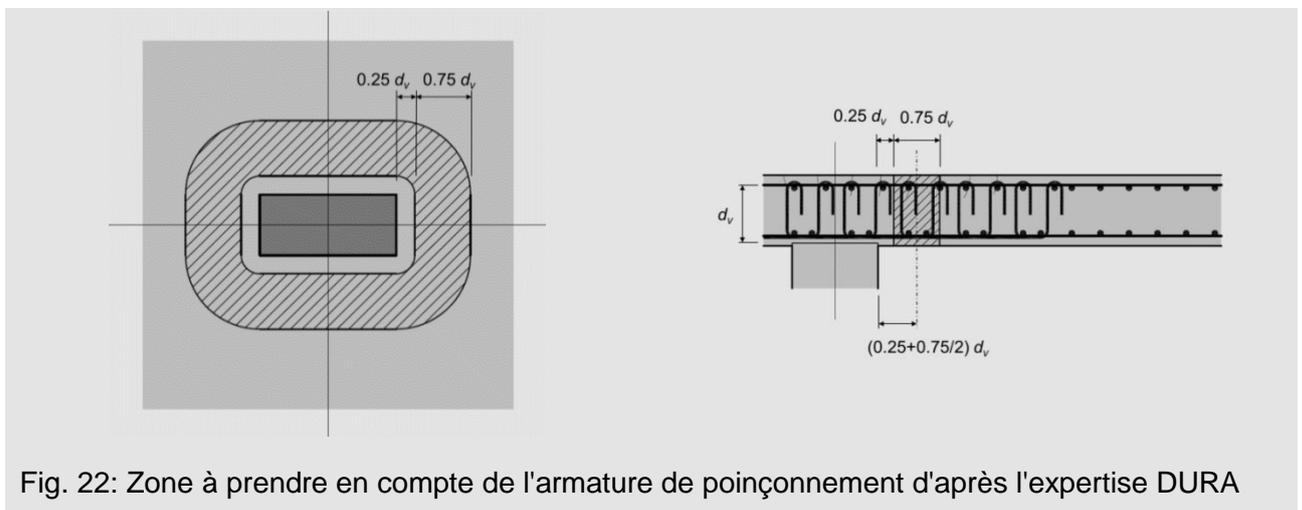


Fig. 22: Zone à prendre en compte de l'armature de poinçonnement d'après l'expertise DURA

A partir des contraintes et de la surface de l'armature de poinçonnement, on obtient la résistance:

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot \sigma_{sd,bg} \cdot A_{s,bg0}$$

$$V_{Rd,cs0} = 0.94 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 + 0.92 \cdot 429 \cdot 4570 = \underline{2402 \text{ kN} > 1189 \text{ kN}}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est quelque peu supérieure à la résistance déterminante calculée par le logiciel ( $\Delta V_{Rd} > 85\%$ ) et également quelque peu supérieure à la résistance à l'extérieur de l'armature de poinçonnement. Ce n'est donc pas la vérification déterminante.

On peut également démontrer que l'indication du logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0,5$  est pertinente (dimensionnement d'après l'expertise):

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot f_{sd} \cdot A_{s,bg0} = 0.92 \cdot 435 \cdot 4570 = 1829 \text{ kN} > \underline{\frac{V_d}{2} = 550 \text{ kN}}$$

Comme on le supposait, la vérification à l'extérieur de l'armature de poinçonnement est la vérification déterminante. La valeur calculée à la main correspond bien à la solution trouvée par le logiciel. Par conséquent, on peut considérer le résultat donné par le logiciel comme fiable.

## Vérification à la main d'une solution avec tête en acier et paniers

Si on choisit comme solution une combinaison de paniers avec une tête en acier, la vérification à la main peut s'effectuer de la même manière que pour une solution 100 % paniers.

Cependant, pour des solutions avec une tête en acier et des combinaisons de tête en acier avec des paniers, c'est la résistance de la tête en acier et non pas la résistance au poinçonnement de la dalle qui devient dans la plupart des cas déterminante. Étant donné que la résistance de la tête en acier est garantie par la société F.J. Aschwanden SA, l'ingénieur n'a pas besoin de vérifier lui-même cette valeur. Il est cependant possible de prouver ou de vérifier dans quelle mesure la dalle ne devient pas déterminante. Cela signifie que la résistance au poinçonnement de la dalle doit être supérieure ou égale à la résistance indiquée dans le logiciel. Une vérification de la rotation est dans ce cas plus difficile étant donné que la rotation est déterminée pour la résistance au poinçonnement de la dalle. Comme le montre cependant cet exemple, la rotation à la rupture peut également être évaluée ou vérifiée à la main.

On emploiera comme exemple les mêmes valeurs saisies que précédemment. Le dimensionnement d'après l'expertise tient compte de l'interaction entre la dalle en béton armé et la tête en acier. Afin de limiter la durée d'une vérification à la main d'une solution avec une tête en acier, on partira d'un dimensionnement d'après la norme SIA 262:2013 et non d'après une expertise et qui sera représenté comme suit:

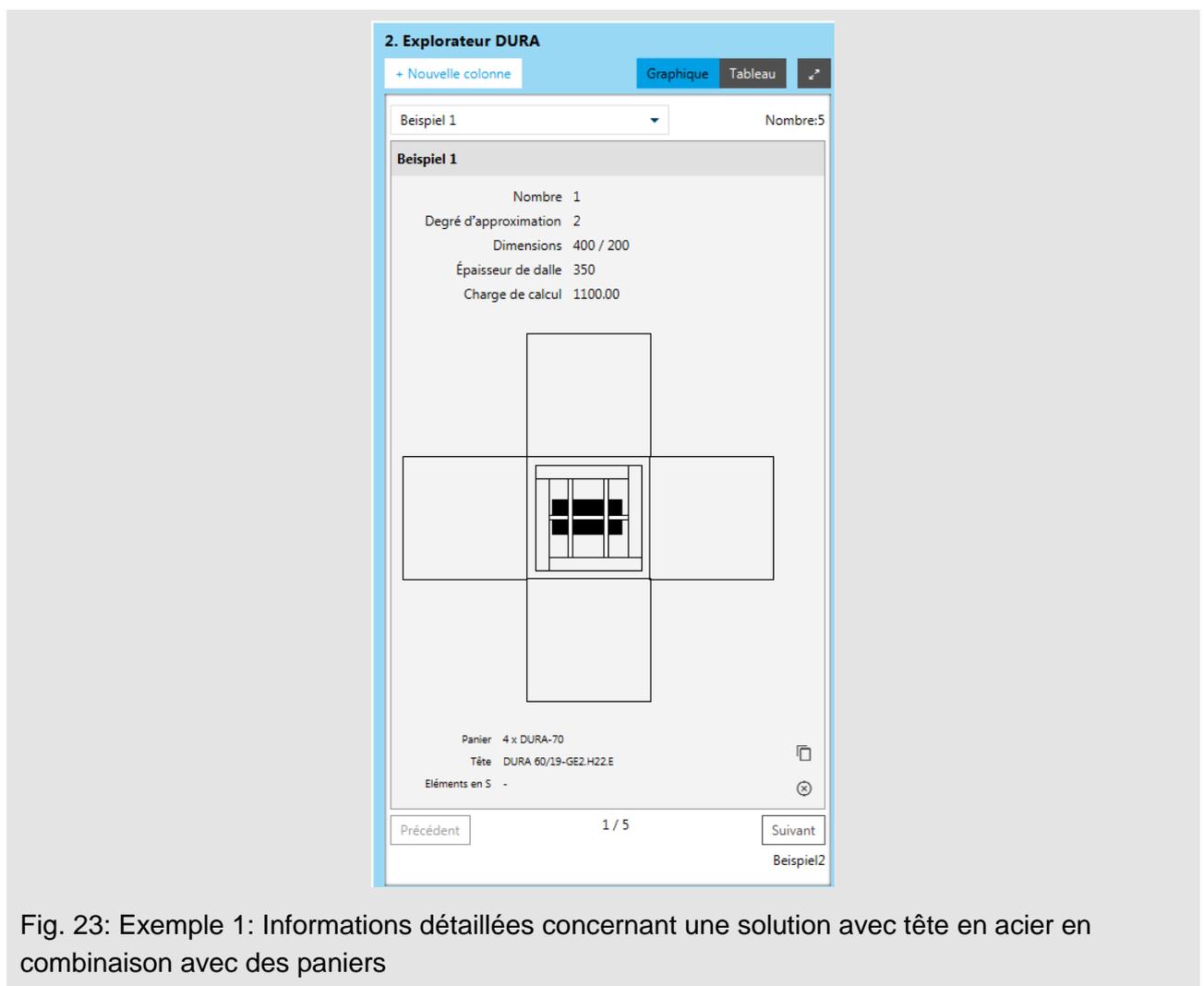


Fig. 23: Exemple 1: Informations détaillées concernant une solution avec tête en acier en combinaison avec des paniers

### Vérification de la résistance

Pour calculer la résistance à l'extérieur de la tête, il faut déterminer la hauteur statique de cisaillement:

$$d_{v2} = h - c_o - \frac{\varnothing_{4Lg} + \varnothing_{3Lg}}{2} - h_A - h_{zp}$$

$$d_{v2} = 350 - 20 - 14 - 0 - 40 = 276 \text{ mm}$$

Pour la tête en acier, les forces de cisaillement s'appuient sur l'entretoise du profilé de bord et non à l'extrémité de l'aile. C'est pourquoi il faut déterminer la distance entre les entretoises des profilés pour calculer le périmètre de la section de contrôle extérieure. La taille du profilé de bord n'est toutefois pas fournie par le logiciel pour des raisons commerciales. Pour une vérification à la main, il est facile d'estimer la largeur du profilé de bord. Dans cet exemple, on suppose que la largeur du profilé de bord correspond pour chaque profilé à environ 10 % de la taille de la tête. On obtient finalement une longueur ou une largeur de:

$$c_{eff} \cong 0.8 \cdot 600 = 480 \text{ mm}$$

Comme la répartition du cisaillement le long de la section de contrôle extérieure est plus régulière qu'à proximité de la colonne, il est possible d'augmenter la valeur  $k_e$  pour calculer le périmètre de la section de contrôle extérieure. On peut estimer la valeur  $k_e$  augmentée comme suit:

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(480 + 276)^2 - 276^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} = 977 \text{ mm}$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{977}} = 0.94$$

On obtient ainsi la section de contrôle extérieure:

$$k_e \cdot u_2 = 0.94 \cdot [4 \cdot 480 + 276 \cdot \pi] = 2787 \text{ mm}$$

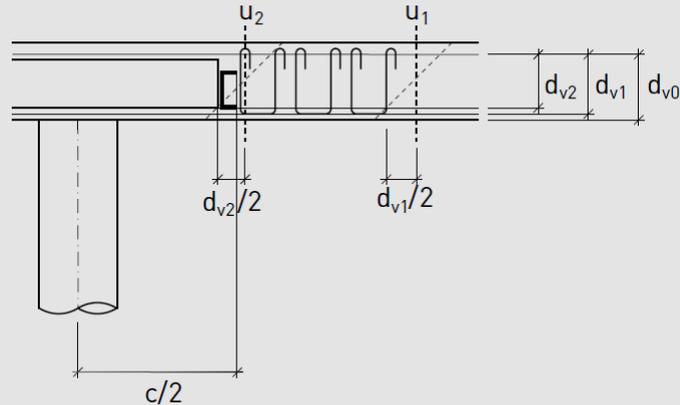


Fig. 24: Sections de contrôle pour une solution avec tête en acier DURA en combinaison avec des paniers DURA

Il est possible de calculer la valeur  $k_r$  à partir de la rotation figurant dans le logiciel:

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0124 \cdot 316 \cdot 1.0} = 0.87$$

Pour le contrôle à l'extérieur de la tête, on peut prendre en compte les paniers DURA:

$$\sigma_{sd,bg} = \frac{E_{s,bg} \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd,Bg}} \cdot \frac{d}{\phi_{bg}} \right) \leq f_{sd,Bg}$$

$$\sigma_{sd,bg} = \frac{205000 \cdot 0.0124}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{316}{10} \right) = 498 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,bg2} = 4 \cdot 480 \cdot 0.65 \cdot 276 \cdot 0.79\% = 2721 \text{ mm}^2$$

Dans le cas de têtes DURA en combinaison avec des paniers DURA, il est également possible de calculer la résistance ultime avec le modèle additionnel:

$$V_{Rd,cs2} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot k_e \cdot u_2 + k_e \cdot \sigma_{sd,bg} \cdot A_{s,bg}$$

$$V_{Rd,cs2} = 0.87 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2787 + 0.94 \cdot 435 \cdot 2721 = \underline{1782 \text{ kN}} > \underline{1148 \text{ kN}}$$

Il s'avère que la résistance ultime calculée lors de la vérification à la main est notablement plus grande que la résistance donnée par le logiciel.

On peut également démontrer que l'indication du logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0,5$  est pertinente (dimensionnement d'après la norme SIA 262:2013):

$$V_{Rd,s2} = k_e \cdot \sigma_{sd,bg} \cdot A_{s,bg} = 0.94 \cdot 435 \cdot 2721 = 1113 \text{ kN} > \frac{V_d}{2} = 550 \text{ kN}$$

Par ailleurs, il faut vérifier une nouvelle fois si le contrôle de la bielle de compression du béton est positif:

$$V_{Rd,cc2} = 2.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v2} \cdot k_e \cdot u_2$$

$$V_{Rd,cc2} = 2 \cdot 0.87 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2787 = 1332 \text{ kN} > 1148 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime calculée lors de la vérification à la main est plus grande que la résistance donnée par le logiciel.

Pour une dernière vérification, il faut également réaliser le contrôle à l'extérieur des paniers. Ce contrôle doit être effectué de la même manière que la vérification des paniers.

Comme dans cet exemple la distance diagonale de la section de contrôle extérieure est supérieure à  $2 \cdot 1,5 d_{v1}$ , on obtient pour le périmètre de la section de contrôle à l'extérieur des paniers:

$$k_e \cdot u_1 = 0.94 \cdot [4 \cdot 700 + 286 \cdot \pi + 4 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 286] = 6703 \text{ mm}$$

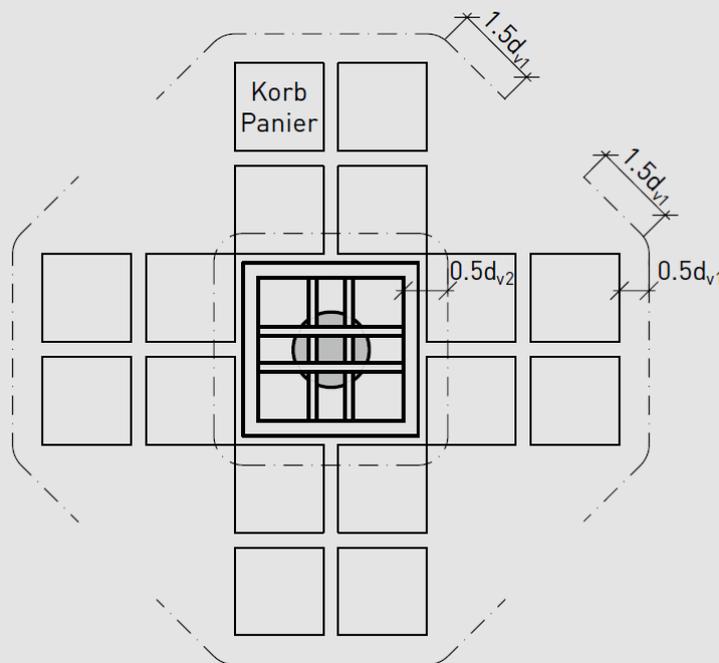


Fig. 25: Sections de contrôle interne et externe pour une tête en acier en combinaison avec des paniers

Ceci entraîne une résistance ultime à l'extérieur des paniers DURA de:

$$V_{Rd,c1} = 0.87 \cdot 1.0 \cdot 286 \cdot 6703 = \underline{1668 \text{ kN} > 1148 \text{ kN}}$$

Il s'avère que la résistance ultime calculée lors de la vérification à la main est plus grande que la résistance donnée par le logiciel.

Comme déjà indiqué, le justificatif de la résistance de la tête en acier est déterminant. Les valeurs calculées à la main sont supérieures à la solution proposée par le logiciel. En conséquence, le résultat du logiciel peut être considéré comme sûr.

### Vérification de la rotation

Pour la vérification de la rotation, les moments de flexion médians dans la bordure de colonne peuvent être déterminés grâce à la résistance au poinçonnement déterminante de la vérification à la main. Dans cet exemple, la résistance de la diagonale de compression du béton ( $V_{Rd,cc} = 1332 \text{ kN}$ ) est déterminante:

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2b_s} \right)$$

$$m_{sd,x} = 1332 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139} \right) = 183 \text{ kNm/m}$$

$$m_{sd,y} = 1332 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139} \right) = 175 \text{ kNm/m}$$

Les rotations peuvent être déterminées à l'aide des paramètres précédemment déterminés:

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2}$$

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{183}{203} \right)^{3/2} = \underline{0.013 \approx 0.012}$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{175}{193} \right)^{3/2} = 0.011$$

La rotation correspond approximativement à la rotation à la rupture du logiciel.

## Encadré théorique: Qu'est-ce que la valeur $k_{sys}$ ? / Calcul d'après l'expertise

D'après la norme SIA 262, 4.3.6.5.8, le facteur 2 de l'équation (69) peut être relevé en cas de mise en place d'une armature de poinçonnement particulièrement efficace. C'est la raison pour laquelle ce facteur 2 est également souvent appelé coefficient de système ou  $k_{sys}$ . Comme son nom l'indique, le coefficient de système dépend entre autres du système de poinçonnement. Ne pas oublier toutefois que cette valeur n'est pas un paramètre physique et qu'elle doit être déterminée expérimentalement pour chaque système. C'est-à-dire que le  $k_{sys}$  ne dépend pas uniquement du système de poinçonnement, mais aussi de plusieurs autres paramètres, par ex. de la disposition de l'armature de poinçonnement, de la géométrie de la dalle et des colonnes ainsi que du taux des armatures de flexion. Il faut par conséquent veiller à ce que la valeur  $k_{sys}$  ait été déterminée pour le système concerné – en particulier en tenant compte du fait qu'elle sert en partie d'argument commercial. Pour juger de la qualité d'une expertise ou de la détermination de la valeur  $k_{sys}$ , on peut prendre en compte les points de repère suivants:

### Disponibilité de l'expertise

Pour pouvoir juger de la qualité de l'expertise, l'ingénieur doit pouvoir consulter celle-ci. L'expertise DURA figure dans les classeurs Aschwanden avec l'ensemble de la documentation et elle est également disponible au téléchargement sur le site Internet Aschwanden.

### Actualité de l'expertise

Tout comme le calcul, l'expertise ou la détermination de la valeur  $k_{sys}$  doit correspondre à la pointe de la technologie. Par conséquent, l'expertise doit reposer sur la norme de calcul en vigueur. C'est pourquoi pour l'expertise DURA, en raison de la révision de la norme, les essais de poinçonnement ont été réexaminés et les valeurs  $k_{sys}$  ont été redéfinies. C'est-à-dire que l'expertise DURA se base sur le principe de calcul de la norme SIA 262:2013.

### Nombre d'essais

La détermination expérimentale d'un paramètre exige un certain nombre d'essais avec une variation de tous les facteurs importants. C'est la raison pour laquelle, pour l'expertise DURA, ont été réalisés et interprétés 24 essais avec armature de poinçonnement DURA (paniers, éléments S, têtes en acier et combinaisons). Les sections de dalle utilisées ont été uniquement des sections à l'échelle 1/1 et les principaux paramètres se sont vus attribuer différentes valeurs afin de permettre une interprétation statistique représentative.

### Agencement de l'armature de poinçonnement

L'agencement de l'armature de poinçonnement a une influence importante sur le coefficient de système. C'est pourquoi on obtient sur certains systèmes de poinçonnement des conditions de mise en place additionnelles partiellement très difficiles à respecter en pratique. Même si pour certaines expertises, les tolérances de pose oscillent seulement entre 1 et 2 cm, il convient de les respecter impérativement, car la valeur  $k_{sys}$  a été déterminée exactement avec ces distances-là. Si ces distances ne sont pas respectées, il convient d'effectuer le calcul avec une valeur  $k_{sys}$  inférieure ou un niveau de sécurité moindre. En fin de compte, il n'est possible d'utiliser de manière fiable une expertise ou la valeur  $k_{sys}$  qu'elle comporte que si la disposition

dans la pratique correspond à celle des essais. Dans les essais ayant servi à l'expertise DURA, les paniers ont tous été passés par exemple par-dessus la colonne comme c'est aussi le cas dans la pratique. Cela signifie certes qu'il existe à de nombreux endroits une armature de poinçonnement qu'on ne doit pas intégrer directement au calcul de la résistance au poinçonnement. Toutefois cette armature de poinçonnement à ne pas prendre en compte est nécessaire afin de pouvoir garantir la fiabilité et la solidité du dimensionnement avec une valeur  $k_{sys}$  augmentée, même dans les cas réels, sans exiger des tolérances de pose spécifiques en partie irréalistes. C'est pourquoi il n'est pas nécessaire de respecter des règles de pose plus sévères en cas d'application de l'expertise DURA.

### **Application dans la pratique**

Certaines expertises présentent des clauses particulières. Selon les cas, la responsabilité incombe entièrement à l'utilisateur de l'expertise, c'est-à-dire que la responsabilité incombe à l'ingénieur civil. Il faut par conséquent vérifier si l'expertise peut s'appliquer uniquement pour les essais en laboratoire ou également pour une application réelle. L'expertise DURA ne comporte pas ce genre de clause et peut donc s'appliquer également dans les cas réels.

En résumé, on peut considérer que, pour un dimensionnement d'après l'expertise, par exemple avec une valeur  $k_{sys}$  augmentée, il faut également prendre en compte toutes les contraintes significatives. L'application des principes de calcul, c'est-à-dire les conditions marginales, doit être assurée tant au niveau du projet que sur site, par ex. avec un contrôle adapté des conditions de mise en place.



## Exemple 2: Colonne de bord carrée

### Evaluation de la résistance ultime

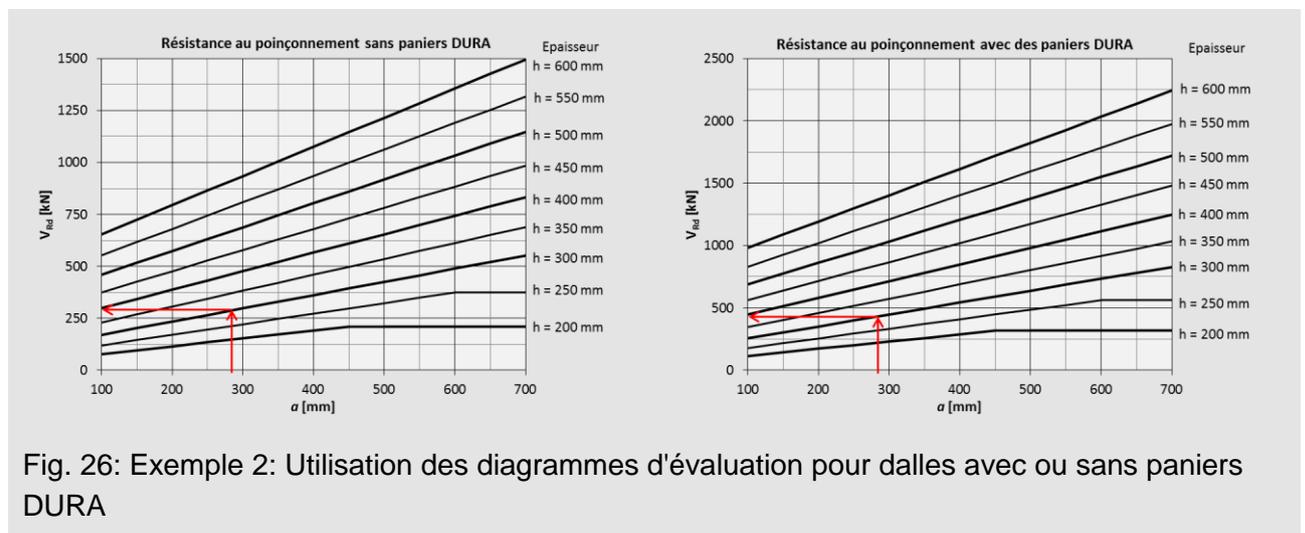
Il est possible d'effectuer une première évaluation de la résistance ultime à l'aide des diagrammes figurant en annexe du présent document. Pour l'évaluation, il suffit de connaître l'épaisseur de la dalle et la section des colonnes.

Charge de poinçonnement	$V_d = 379 \text{ kN}$	Section	$a_x = 250 \text{ mm}$ $a_y = 250 \text{ mm}$
Epaisseur de dalle	$h = 300 \text{ mm}$	Distance par rapport au bord	$a_R = 50 \text{ mm}$

Pour les colonnes de bord rectangulaires, la valeur  $a$  peut se déterminer comme suit:

$$a = \frac{a_x + 2(a_y + a_R)}{3} = \frac{250 + 2(250 + 50)}{3} = 283 \text{ mm}$$

Il s'avère que la résistance escomptée sans armature de poinçonnement est à peu près de 285 kN. Pour les dalles avec une armature de poinçonnement, la résistance maximale au poinçonnement est à peu près de 420 kN. C'est-à-dire que la résistance nécessaire peut vraisemblablement être atteinte avec les paniers DURA.



**Calcul de niveau d'approximation 2**

Le calcul effectif de l'exemple s'effectuera avec un niveau d'approximation 2.

**Bases**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Base de dimensionnement	Norme SIA 262:2013	Le dimensionnement s'effectue selon la norme ( $k_{sys}=2.0$ )
Type de dalle	Plancher-dalle	
Utilisation de paniers résistants à la fatigue	Non	Pour cet exemple, il n'est pas nécessaire d'utiliser des paniers résistants à la fatigue.

**Matériau**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Types de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulat	32 mm	
Acier d'armature	B500B	

**Géométrie de colonne**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Section	$a_x = 250$ mm $a_y = 250$ mm $a_R = 50$ mm	
Affaissement des colonnes	$h_A = 0$ mm	Dans cet exemple, l'affaissement des colonnes est considéré comme nul (0 mm).

**Géométrie de dalle et évidements**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Epaisseur de dalle	$h = 300$ mm	
Portées max.	$l_x = 8000$ mm $l_y = 6000$ mm	$l_x$ est perpendiculaire au bord de la dalle et $l_y$ est parallèle au bord de la dalle.

**Actions**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Charge de poinçonnement	$V_d = 379 \text{ kN}$	
Charge utile	$q_d = 10 \text{ kN /m}^2$	
Déformations imposées	Ne pas prendre en compte	Pour le calcul, il faut s'efforcer de respecter la teneur du paragraphe SIA 262, 4.3.6.1.2. C'est-à-dire que les efforts intérieurs des déformations imposées ne sont pas pris en compte dans cet exemple.
Moments d'encastrement des colonnes et quadrant des forces résultantes des charges	$ M_{xd}  = 1 \text{ kNm}$ $ M_{yd}  = 34 \text{ kNm}$ quadrant = IV	Les moments d'encastrement des colonnes ont été déterminés à partir d'un calcul FEM

**Armature**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Enrobage de l'armature en haut et en bas	$c_o = 20 \text{ mm}$ $c_u = 20 \text{ mm}$	
Direction x	2ème/3ème nappe $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$ $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$	3ème nappe 2ème nappe
Direction y	1ère/4ème nappe $\varnothing 14 \text{ mm } s=100$ $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$	4ème nappe 1ère nappe

Il résulte de ces données une résistance au poinçonnement sans mesures spéciales de 337 kN et une rotation de rupture de  $\psi_R = 0,0105$ . On peut constater que la résistance n'est pas atteinte sans dispositions. De plus les déformations imposées n'ont pas été prises en compte pour la détermination des efforts intérieurs. C'est-à-dire que, d'après la norme SIA 262, 4.3.6.1.2, soit la rotation de la dalle doit être supérieure à 0,02, soit il faut utiliser une armature de poinçonnement assurant au moins 50 % de la charge calculée. Comme la rotation est inférieure à 0,02, il est impératif d'utiliser également une armature de poinçonnement pour tenir compte de la tenue à la déformation.

**Solutions**

Résistance sans $V_{Rd}$	337.6	kN
mesures spéciales $\psi_R$	0.0105	

Type d'élément	Nombre	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input type="checkbox"/> Panier	2	DURA-70	$V_{Rd} = 485$ kN	50%	0.0182	> 0.5
<input checked="" type="checkbox"/> Panier	1	DURA-90	$V_{Rd} = 485$ kN	37%	0.0182	> 0.5
<input type="checkbox"/> Eléments en S/Panier	1	DURA-SR-12-280-231-2	$V_{Rd} = 485$ kN	100%	0.0182	> 0.5
	1	DURA-S-12-250-260-1				
	2	DURA-70				

Type d'élément: Panier Nombre & Élément: 1x DURA-90  $V_{Rd}$ : 485 kN Coûts: 37%  $\psi_R$ : 0,0182  $V_{Rd,s} / V_d$ : > 0.5

Fig. 27: Exemple 2: Tableau des solutions

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions au niveau plastique puisque les armatures ont été déterminées à partir d'un calcul élastique des efforts intérieurs. C'est-à-dire que même si la rotation de rupture est inférieure à 0,02, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification supplémentaire. Pour cette raison, on choisit dans cet exemple un panier DURA-90. La sécurité structurale en matière de capacité portante est assurée par une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 485$  kN. Par ailleurs, avec une rotation de rupture de  $\psi_R = 0,018$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0,5$ , il n'est pas besoin d'autres vérifications.

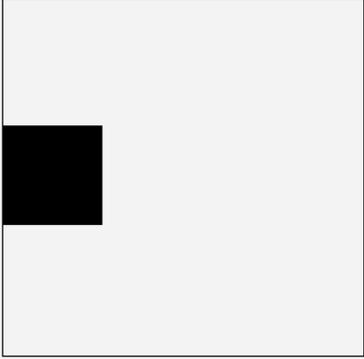
**2. Explorateur DURA**

+ Nouvelle colonne    Graphique    Tableau    ↕

Beispiel2    Nombre:5

**Beispiel2**

Nombre 1  
Degré d'approximation 2  
Dimensions 250 / 250  
Épaisseur de dalle 300  
Charge de calcul 379.00



Panier 1 x DURA-90  
Tête -  
Éléments en 5 -

Précédent    2 / 5    Suivant

Beispiel 1    Beispiel2 Stufe 3

Fig. 28: Exemple 1: Informations détaillées concernant la solution panier choisie

Dans cet exemple, l'évaluation de la résistance ultime à l'aide de diagrammes fournit des résistances plus faibles que des calculs de niveau d'approximation 2. Ceci s'explique par le fait que la valeur  $k_e$  de 0,94 dans cet exemple est nettement supérieure à la valeur d'approximation de la norme (0,70). Si on multiplie l'estimation par ce rapport, on obtient:

$$V_{Rd,c} = 285 \cdot \frac{0.94}{0.70} = 382 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,cc0} = 420 \cdot \frac{0.94}{0.70} = 564 \text{ kN}$$

Comparativement au calcul de la résistance ultime sans armature de poinçonnement avec le niveau d'approximation 2, la différence est alors d'environ 13 %, et d'environ 16 % pour le calcul de la résistance ultime avec armature de poinçonnement. Toutefois, comme il sera montré ultérieurement, la valeur d'évaluation est, dans cet exemple, même plus proche concernant les résultats d'un calcul selon le niveau d'approximation 3 que les résultats du calcul selon le niveau d'approximation 2.

Comme déjà indiqué, il convient de remarquer dans cet exemple que la valeur  $k_e$  calculée est relativement élevée par rapport à la valeur d'approximation. Cela tient au fait que la colonne en béton présente une rigidité faible avec une longueur de côté de 250 mm et donc que l'encastrement de la colonne est faible. Ceci peut également être mis en évidence en considérant la répartition de la contrainte de cisaillement dans la section de contrôle. Figure 27 montre la répartition résultante de la contrainte de cisaillement le long de la section de contrôle (les arrondis des angles de la section de contrôle ne sont pas représentés).

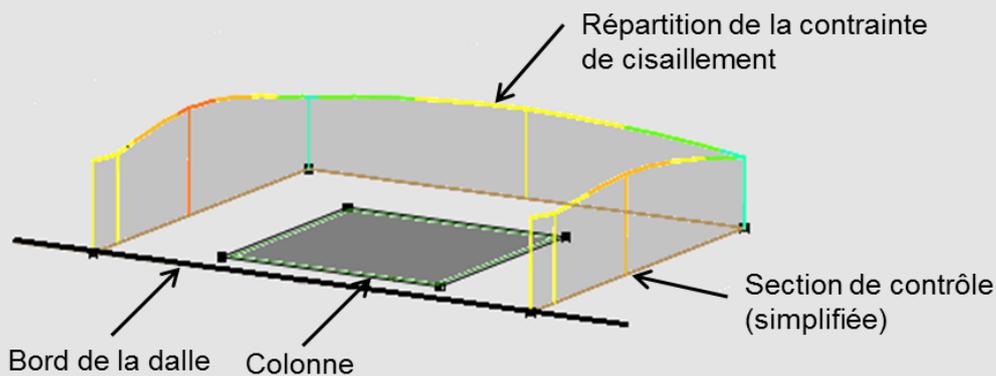


Fig. 29: Exemple 2: Répartition résultante de la contrainte de cisaillement le long de la section de contrôle

### Calcul de niveau d'approximation 3

Pour les colonnes intérieures en appui régulier, les résultats pour un calcul selon le niveau d'approximation 2 correspondent à peu près à ceux d'un calcul selon le niveau d'approximation 3. Par conséquent, le travail supplémentaire ne se justifie que dans certains cas très limités. Cependant un examen plus précis peut être utile pour les colonnes de bord et les colonnes d'angle ainsi que dans les zones des fins de parois et des angles de parois. Pour un calcul de niveau d'approximation 3, il convient de déterminer à l'aide d'un programme FEM les indications supplémentaires ci-dessous. Le plus simple est de noter les données sur la fiche technique FEM (Annexe C) et de les transférer ensuite dans le logiciel.

Désignation de la colonne	<i>Exemple 2 Colonne de bord</i>			
Effort tranchant	$V_d$ [kN]	379		
Moment d'encastrement de la colonne	$ M_{xd} $ [kNm]	1		
	$ M_{yd} $ [kNm]	34		
	Quadrant	IV		
Niveau d'approximation 3	$x_1$	$x_2$	$y_1$	$y_2$
Portée I [mm]	8000	-	6000	5000
Distance par rapport au point zéro $r_s$ [mm] <sup>1)</sup>	471	-	1566	1593
Moment de dimensionnement $m_{sd}$ [kNm/m]	34	-	110	93
Largeur de la bande d'appui	$b_{sx}$ [mm]	850	$b_{sy}$ [mm]	966
<sup>1)</sup> A respecter pour les colonnes de bord ou d'angle	$2/3 b_{srx}$ [mm]	567	$2/3 b_{sry}$ [mm]	-

Fig. 30: Exemple 2: Tableau des résultats du calcul FEM

Il est possible de déterminer la largeur des bandes d'appui à partir des distances  $r_s$  par rapport au point zéro et de la distance  $a_R$  par rapport au bord. Pour le calcul de la largeur des bandes d'appui, utiliser de manière générale l'équation SIA 262 (60):

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}}$$

Pour les niveaux d'approximation 1 et 2, il faut, d'après la norme SIA 262, 4.3.6.4.4, prendre en compte à chaque fois la portée la plus grande pour les valeurs  $r_{sx}$  et  $r_{sy}$  pour des portées différentes voisines. Pour le niveau d'approximation 3, la norme SIA 262 ne donne aucune indication concernant les valeurs  $r_{sx}$  et  $r_{sy}$  à prendre en compte. Comme la largeur de la bande d'appui est influencée par la portée dans toutes les directions, il est recommandé pour le niveau d'approximation 3 d'utiliser la mise en équation suivante:

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{r_{sx1} \cdot r_{sx2} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}}$$

Pour la colonne de bord de notre exemple, on obtient la largeur de la bande d'appui ainsi:

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[3]{r_{sx1} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}}$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[3]{471 \cdot 1566 \cdot 1593} = 1583$$

$$b_{sx} = a_{sy} + 2 \cdot (a_{sx} + a_R) = 250 + 2 \cdot (250 + 50) = 850 \text{ mm} < b_s$$

$$b_{sy} = \frac{b_s}{2} + \frac{a_x}{2} + a_R = \frac{1583}{2} + \frac{250}{2} + 50 = 966 \text{ mm}$$

Comme dans ce cas, la distance mesurée par rapport au point zéro est  $r_{s,x1} < 2/3 b_{sr}$ , la norme SIA 262, 4.3.6.4.8 donne comme résultat:  $r_{s,x1} = 2/3 b_{sr} = 567 \text{ mm}$ . Le logiciel de calcul vérifie cette condition automatiquement. C'est-à-dire que si la saisie est  $r_{s,x1} = 471 \text{ mm}$ , le logiciel de calcul calcule avec  $r_{s,x1} = 567 \text{ mm}$ .

Pour le calcul de niveau d'approximation 3, il s'avère que la résistance ultime est atteinte sans armature de poinçonnement.

The screenshot shows a window titled "Solutions" with a table of results:

Résistance sans $V_{Rd}$	387.3	kn
mesures spéciales $\psi_R$	0.0080	

Below the table, a note states: "Une armature de poinçonnement n'est pas requise."

Fig. 31: Exemple 2: Solution pour un calcul de niveau d'approximation 3

Mais comme la rotation est égale à 0,008, comme les efforts intérieurs provenant des déformations imposées n'ont pas été pris en compte et comme aucune protection anti-effondrement n'est prévue, on installera malgré tout une armature de poinçonnement. Pour obtenir une réponse dans le logiciel dans ce cas-là, l'effort calculé  $V_d$  passe de 379 kN à 392 kN ( $V_{Rd,c} + 5 \text{ kN}$ ) et les moments de flexion dans la bande d'appui et les moments d'encastrement des colonnes sont adaptés dans le rapport  $V_{d,neu}/V_{d,alt} = 392/379 = 1,03$ .

Les nouveaux moments de flexion dans la bande d'appui sont:

	$X_1$	$Y_1$	$Y_2$
$m_{sd}$ [kNm/m]	35	114	96

et les nouveaux moments d'encastrement des colonnes:

$$|M_{xd}| = 1 \text{ kNm}$$

$$|M_{yd}| = 35 \text{ kNm}$$

quadrant = IV

Cela induit avec un panier DURA-90 une solution permettant une rotation de rupture de 0,0142 avec une part de résistance de l'armature d'au moins 50 % de  $V_d$ .

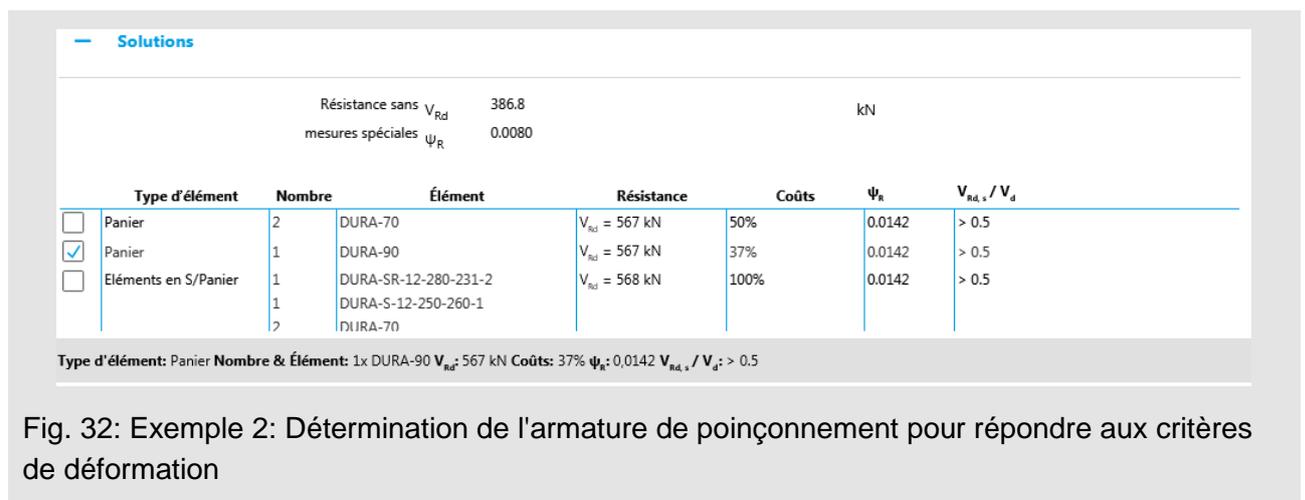


Fig. 32: Exemple 2: Détermination de l'armature de poinçonnement pour répondre aux critères de déformation

### Vérification de la solution à la main

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel à partir de calculs à la main simples. Il n'est pas nécessaire de refaire intégralement tous les calculs. Cependant la complexité de la norme rend la vérification à la main déjà assez longue.

Matériau	$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$	$f_{bd} = 2.4 \text{ N/mm}^2$	Surface de l'armature	$A_{sx} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$
	$\tau_{cd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$		$A_{sy} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur statique	$d_x = d_y - \frac{14 + 10}{2} = 261 \text{ mm}$		Taux des armatures	$\rho_x = 0.30\%$
	$d_y = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$			$\rho_y = 0.56\%$
	$d = 267 \text{ mm}$			
	$d_v = 267 \text{ mm}$			

**Vérification de la valeur  $k_e$** 

La valeur  $k_e$  est vérifiée en premier lieu. Pour une colonne de bord carrée sans évidements, on obtient:

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) \cdot \left(\frac{\frac{d_v}{2} - a_R}{2}\right) + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{a_x + d_v}{2}\right)}{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) + (a_y + d_v)}$$

$$e_{u,x} = \frac{34000}{379} - \frac{2 \cdot \left(250 + 50 + \frac{267}{2}\right) \cdot \left(\frac{\frac{267}{2} - 50}{2}\right) + (250 + 267) \cdot \left(\frac{250 + 267}{2}\right)}{2 \cdot \left(250 + 50 + \frac{267}{2}\right) + (250 + 267)}$$

$$e_{u,x} = 89.7 - 122.7 = -33.0 \text{ mm}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V_d} = \frac{-1000}{379} = -2.6 \text{ mm}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} = 33.1 \text{ mm}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left(a_x + \frac{d_v}{2} + a_R\right) \cdot (a_y + d_v) - \frac{d_v^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left(250 + \frac{267}{2} + 50\right) \cdot (250 + 267) - \frac{267^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]} = 525 \text{ mm}$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{33.1}{525}} = 0.94$$

Il s'avère que la valeur  $k_e$  calculée à la main correspond à la solution trouvée par le logiciel.

### Vérification de la rotation

Pour vérifier la rotation, il faut déterminer dans un premier temps la résistance à la flexion dans les directions x et y:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0030 \cdot 261^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0030 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 85.4 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0056 \cdot 273^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0056 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 168 \text{ kNm/m}$$

Les paramètres du calcul FEM permettent de déterminer les rotations pour la résistance ultime sans armature de poinçonnement. Il convient toutefois d'augmenter les moments de flexion dans la bande d'appui de la valeur du rapport  $V_{Rd}/V_d = 387/379 = 1,021$  pour obtenir la rotation à la rupture:

$$\psi_i = 1.2 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2}$$

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{567}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{34.7}{85.4}\right)^{3/2} = 0.001$$

$$\psi_{y1} = 1.2 \cdot \frac{1566}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{112.3}{168}\right)^{3/2} = \underline{0.008}$$

$$\psi_{y2} = 1.2 \cdot \frac{1593}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{95.0}{168}\right)^{3/2} = 0.006$$

Il s'avère que la rotation déterminante correspond à celle trouvée par le logiciel de calcul.

### Vérification de la résistance

Pour vérifier les résistances ultimes, il convient dans une première étape de déterminer le périmètre de la section de contrôle pour la colonne  $u_0$ :

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[2 \cdot (a_x + a_R) + a_y + d_v \cdot \frac{\pi}{2}\right]$$

$$k_e \cdot u_0 = 0.94 \cdot \left[2 \cdot (250 + 50) + 250 + 267 \cdot \frac{\pi}{2}\right] = 1193 \text{ mm}$$

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations données par le logiciel qui ont déjà été vérifiées auparavant.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.008 \cdot 267 \cdot 1.0} = 1.20$$

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot k_e \cdot u_0$$

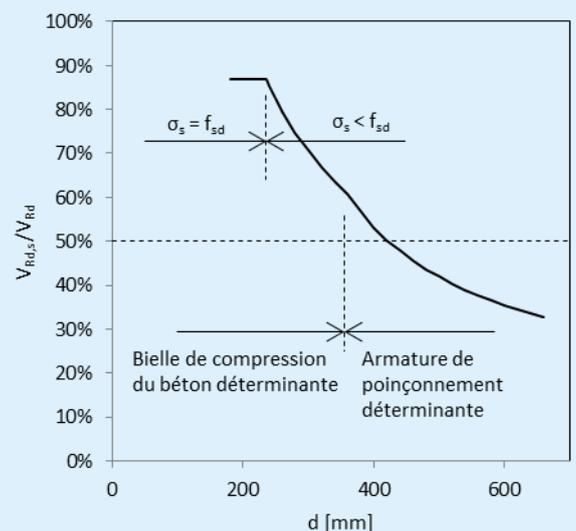
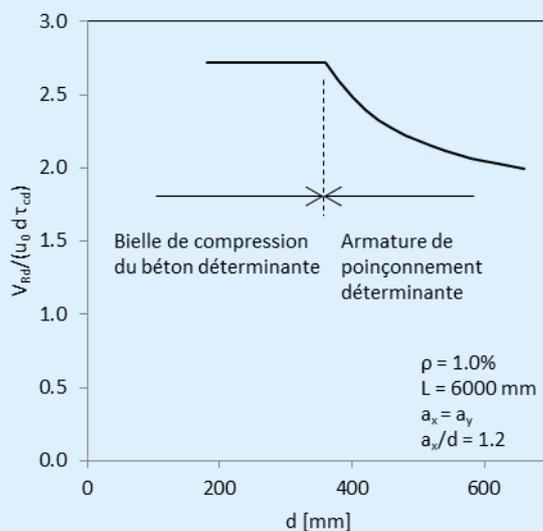
$$V_{Rd,c0} = 1.20 \cdot 1.0 \cdot 267 \cdot 1193 \cdot 10^{-3} = \underline{382 \text{ kN} \approx 387 \text{ kN}}$$

Il s'avère que la résistance calculée correspond pratiquement à celle trouvée par le logiciel.

## Encadré théorique: Ce qu'il faut savoir sur les radiers/ semelles isolées

Fondamentalement les radiers sont mesurés de la même manière que les planchers-dalles. Il existe toutefois des différences dans les conditions de déformation. Les paragraphes 4.1.4.2.6, « Eviter autant que faire se peut les rotations inférieures à 0,008 », et 4.1.4.2.5, « Pour des rotations inférieures à 0,02, les efforts intérieurs ne doivent pas être transposés sans vérification par le calcul de la capacité de déformation », concernent explicitement les planchers-dalles d'après la norme SIA 262:2013. On peut par conséquent admettre qu'ils ne s'appliquent pas aux radiers. Le logiciel de calcul DURA ne donne donc pas d'indications sur ces conditions si le type de dalle choisi est « radier ».

En matière de radiers, on aboutit cependant aussi à une situation problématique avec la nouvelle approche de calcul de la norme SIA 262:2013. Ceci ne concerne certes pas uniquement les radiers, mais aussi les planchers-dalles rigides; cependant la problématique est la plus évidente dans le cas des radiers. Pour le calcul de l'armature de poinçonnement, on suppose que l'armature de poinçonnement est activée par la rotation de la dalle. Pour les radiers ou les planchers-dalles rigides, on constate, comme on pouvait s'y attendre, seulement des rotations de faible ampleur. D'après le modèle de référence, ceci entraîne de légères tensions dans l'armature de poinçonnement (SIA 262:2013, Gl. (68)). Ceci peut être mis en évidence à l'aide des diagrammes ci-dessous. Pour une faible hauteur statique, la résistance est souvent limitée par la bielle de compression du béton. Pour une hauteur statique assez importante, la vérification déterminante devient défaillante au sein de la zone de l'armature de poinçonnement par suite des légères tensions dans l'armature de poinçonnement. Dans l'exemple ci-dessous (diagramme de gauche), la résistance de calcul diminue rapidement à partir d'une hauteur statique d'env. 350 mm (ce qui correspond approximativement à une dalle d'épaisseur  $h = 400$  mm). Ceci a pour conséquence qu'on n'obtient plus qu'un faible gain de résistance dû à l'armature de poinçonnement. Ceci rend pratiquement impossible le respect de la condition (66) de la norme SIA 262:2013 ( $V_{Rd,s} > 0.5 V_d$ ), comme le montre le diagramme de droite.



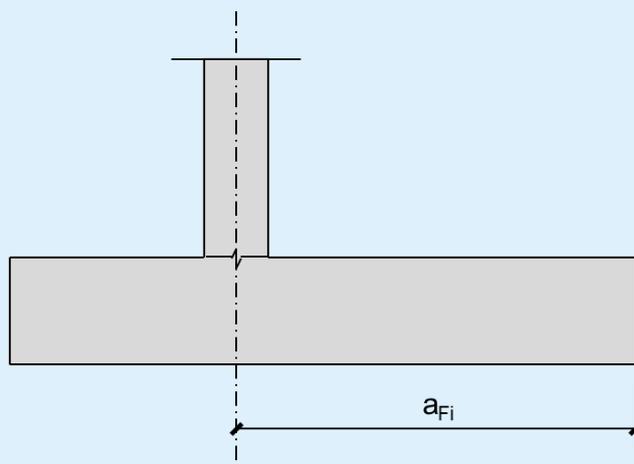
La commission de normalisation SIA 262 a également identifié ce problème et travaille, selon les informations de la commission de normalisation, à un complément de la norme SIA 262:2013. Comme cette problématique est connue déjà depuis longtemps, F.J. Aschwanden SA a ajouté à l'introduction de la norme révisée une approche de calcul supplémentaire également expliquée dans l'expertise DURA. On suppose que pour les dalles rigides, comme par ex. les radiers, l'activation de l'armature de poinçonnement se produit par suite de déformations dues au cisaillement et qu'elle atteint ainsi la tension d'écoulement. Comme cependant des déformations importantes dues au cisaillement sont nécessaires pour une activation totale de l'armature de poinçonnement, il faut s'attendre à une perte totale de la part portante du béton dans la résistance au poinçonnement. C'est-à-dire que dans ce cas-là, il faut compter uniquement la part de l'armature de poinçonnement sans la part portante du béton dans la résistance au poinçonnement. Cette approche de calcul est utilisée dans le logiciel de calcul DURA pour le calcul d'après la norme SIA 262:2013 et d'après l'expertise. Ceci est particulier sur ce point dans la mesure où ceci constitue dans la base de calcul « d'après la norme SIA 262:2013 » la seule divergence par rapport à la norme SIA 262:2013. Malgré la base actuellement insuffisante de la norme et de la garantie par les essais, il convient cependant de considérer cette procédure comme appropriée.

De manière générale, des semelles isolées peuvent être traitées comme des radiers. Les paramètres de saisie pour les portées  $l_x$  et  $l_y$  peuvent dans ce cas être déterminés comme suit:

$$l_x = a_{Fx}/0.22$$

$$l_y = a_{Fy}/0.22$$

tout en sachant que la valeur  $a_{Fx}$  correspond à la distance la plus longue entre le centre de colonne et la bordure de la semelle dans la direction x et que la valeur  $a_{Fy}$  correspond à la distance la plus longue entre le centre de colonne et la bordure de la semelle dans la direction y.



## Exemple 3: Angle de mur

### Modélisation

La modélisation s'effectue avec un logiciel FE en configuration linéaire-élastique non fissurée. Les plafonds et les murs sont ici modélisés comme des éléments de voile et reliés entre eux de manière monolithique. Les murs reposent sur un appui linéaire.

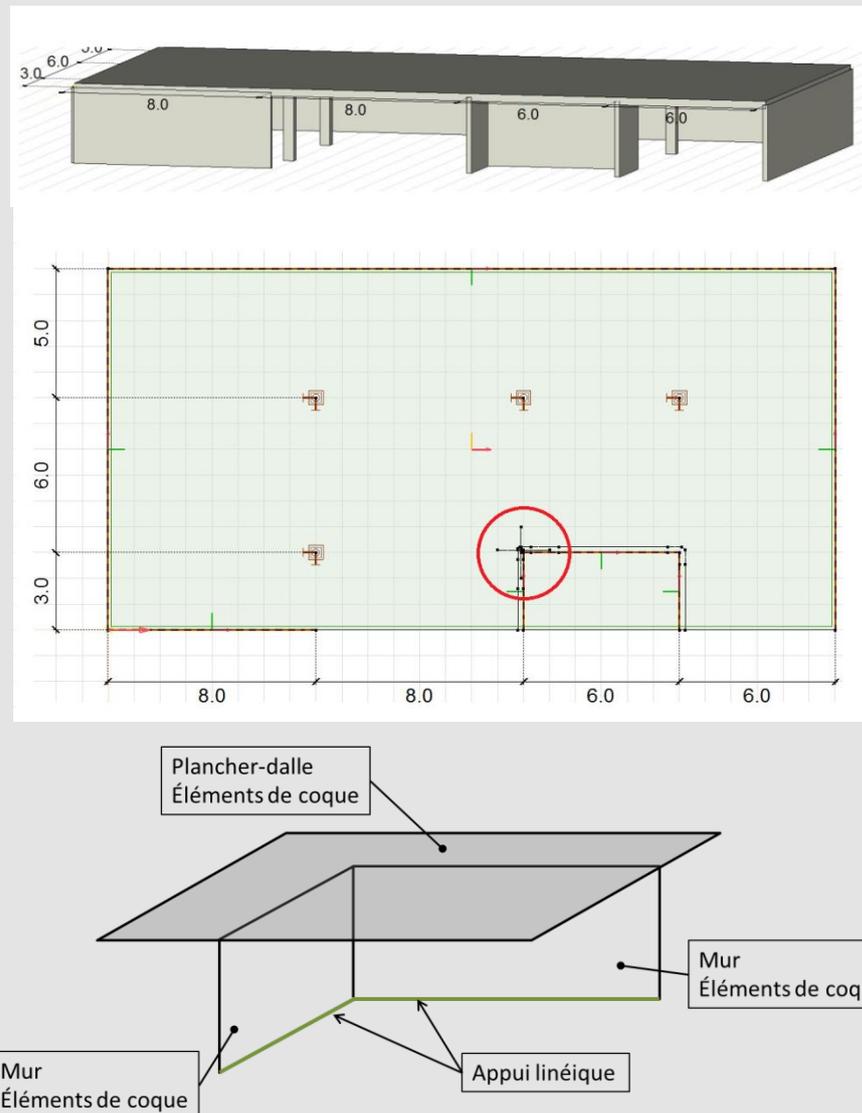


Fig. 33: Exemple 3: Situation de dimensionnement et modélisation

Comme, dans ce cas-là, il n'est pas possible de déterminer, comme sur les colonnes, les actions du poinçonnement directement à l'aide de la réaction, la charge calculée est déterminée à partir de l'évolution du cisaillement dans la section de référence. Pour les angles de murs, on suppose la longueur de la section de contrôle égale à  $1,5 d_v$  du sommet selon la norme (voir Fig. 22c, SIA 262:2013).

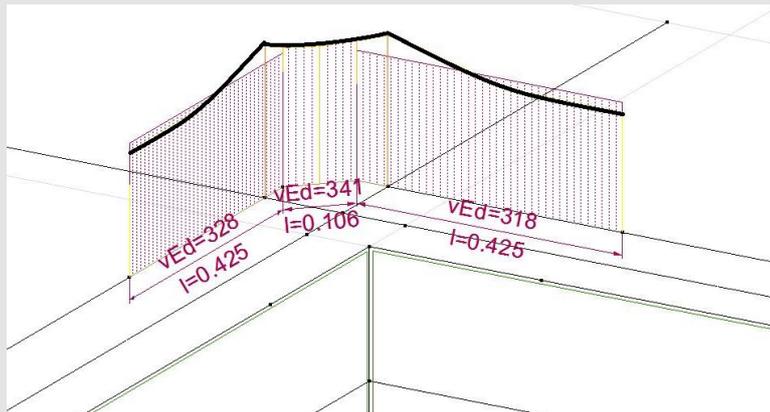


Fig. 34: Exemple 3: Situation de dimensionnement et modélisation

L'intégration des efforts tranchants le long de la section de contrôle est apportée par la charge de dimensionnement pour la vérification du poinçonnement ( $V_d = 310$  kN). Il convient de remarquer que, lors de l'enregistrement dans le logiciel, il faut ajouter à la charge calculée la charge qui empiète dans la section de contrôle ( $V_d = 313$  kN), car le logiciel de calcul intègre celle-ci automatiquement dans le calcul et augmente la résistance au poinçonnement de la valeur correspondante.

### Estimation de la résistance ultime

Une première estimation de la résistance ultime peut être effectuée grâce aux diagrammes figurant en annexe du présent document. Pour l'estimation au niveau des angles de mur, il suffit d'avoir l'épaisseur de la dalle:

Charge de poinçonnement  $V_d = 310$  kN      Épaisseur de la dalle  $h = 300$  mm

La résistance estimée sans armature de poinçonnement est d'environ 260 kN. Pour les plafonds avec armature de poinçonnement, la résistance au poinçonnement maximale est d'environ 400 kN. C'est-à-dire que la résistance ultime nécessaire peut vraisemblablement être obtenue avec les paniers DURA.

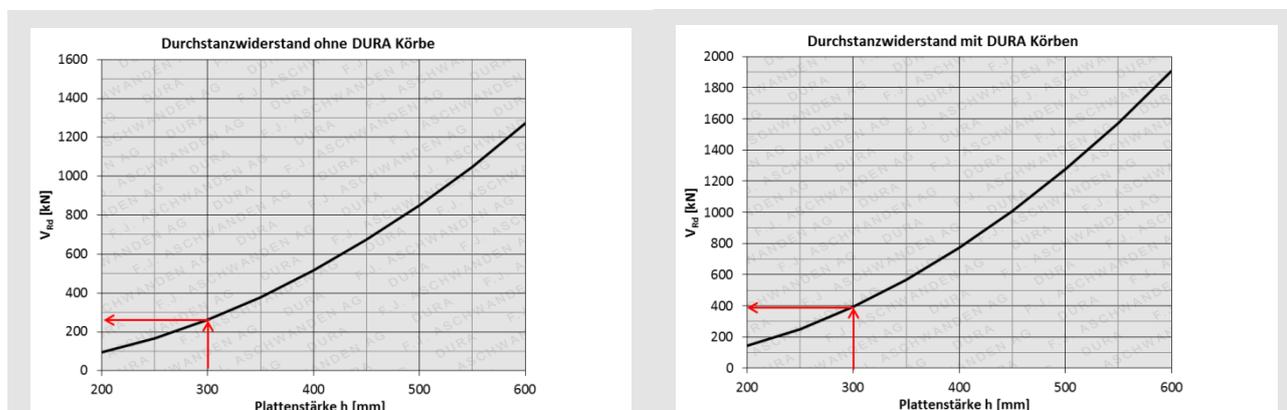


Fig. 35: Exemple 3: Utilisation des diagrammes d'estimation pour les dalles avec ou sans paniers DURA

**Niveau d'approximation 3 pour le calcul**

Le calcul réel pour cet exemple est réalisé avec un niveau d'approximation 3. Pour les angles de mur, un calcul conforme à la norme peut être réalisé seulement avec un niveau d'approximation 3.

**Bases**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Base de dimensionnement	Norme SIA 262:2013	Le dimensionnement s'effectue selon la norme ( $k_{sys}=2.0$ )
Type de dalle	Plancher-dalle	
Utilisation de paniers résistants à la fatigue	Non	Pour cet exemple, il n'est pas nécessaire d'utiliser des paniers résistants à la fatigue.

**Matériau**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Types de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulats	32 mm	
Acier d'armature	B500B	

**Géométrie de colonne**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Section	$a_x = 200$ mm $a_y = 200$ mm	
Affaissement des colonnes	$h_A = 0$ mm	Dans cet exemple, l'affaissement des colonnes est considéré comme nul (0 mm).

**Géométrie de dalle et évidements**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Epaisseur de dalle	$h = 300$ mm	

**Entrée degré d'approximation 3**

Paramètres de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
----------------------	--------	---------------------------------------

Portée  $L_{x1} = 8000$  mm  
 $L_{y2} = 6000$  mm

Distances par rapport au point zéro  $r_{sx1} = 1570$  mm  
 $r_{sy2} = 1170$  mm

Moment moyen dans la bande d'appui  $m_{sdx1} = 134$  kNm/m  
 $m_{sdy2} = 105$  kNm/m

Désignation de la colonne	<i>Exemple 3 Angle de mur</i>			
Effort tranchant	$V_d$ [kN]	<i>343</i>		
Moment d'encastrement de la colonne	$ M_{xd} $ [kNm]	-		
	$ M_{yd} $ [kNm]	-		
	Quadrant	- $k_e = \frac{325}{372} = 0,87$		
Niveau d'approximation 3	$x_1$	$x_2$	$y_1$	$y_2$
Portée l [mm]	<i>8000</i>	-	-	<i>6000</i>
Distance par rapport au point zéro $r_s$ [mm] <sup>1)</sup>	<i>1570</i>	-	-	<i>1170</i>
Moment de dimensionnement $m_{sd}$ [kNm/m]	<i>134</i>	-	-	<i>105</i>
Largeur de la bande d'appui	$b_{sx}$ [mm]	<i>2000</i>	$b_{sy}$ [mm]	<i>2000</i>
<sup>1)</sup> A respecter pour les colonnes de bord ou d'angle	$2/3 b_{srx}$ [mm]	-	$2/3 b_{sry}$ [mm]	-

Fig. 36: Exemple 3: Tableau des résultats à partir du calcul selon la FEM

Comme, avec cette méthode de modélisation, il n'est pas possible de déterminer les moments d'encastrement des colonnes, la valeur  $k_e$  est définie à partir de la répartition de l'effort tranchant dans la section de contrôle.

$$k_e = \frac{v_{d,moyen}}{v_{d,max}} = \frac{325}{372} = 0,87$$

La valeur  $k_e$  tient compte de la distribution irrégulière de la charge de cisaillement le long de la section de contrôle. Pour la vérification de la sécurité structurale, on compare la valeur maximale du cisaillement  $v_{d,max}$  avec la résistance  $v_{Rd}$ . La norme SIA 262:2013 tient compte de ce fait à travers le facteur de réduction  $k_e$  pour la section de contrôle. C'est-à-dire que l'effort tranchant est réparti sur  $k_e \cdot u_0$ . Il en résulte que  $v_{d,max}$  agit sur la longueur réduite. Cette constatation permet de déterminer  $k_e$  à partir de  $v_{d,moyen}$  et  $v_{d,max}$ .

**Actions**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Charge de poinçonnement	$V_d = 313 \text{ kN}$	
Charge utile	$q_d = 11.3 \text{ kN/m}^2$	
Déformations imposées	Ne pas prendre en compte	Pour le calcul, il faut s'efforcer de respecter la teneur du paragraphe SIA 262, 4.3.6.1.2. C'est-à-dire que les efforts intérieurs des déformations imposées ne sont pas pris en compte dans cet exemple.
Coefficient d'excentricité	$k_e = 0.87$	

**Armature**

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques concernant le choix des paramètres
Enrobage de l'armature en haut et en bas	$c_o = 20 \text{ mm}$ $c_u = 20 \text{ mm}$	
Direction x	2ème/3ème nappe $\varnothing 14 \text{ mm } s=100$ $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$	3ème nappe 2ème nappe
Direction y	1ère/4ème nappe $\varnothing 14 \text{ mm } s=100$ $\varnothing 10 \text{ mm } s=100$	4ème nappe 1ère nappe

Ces données déterminent une résistance au poinçonnement sans armature de poinçonnement de 275 kN et une rotation de rupture  $\psi_R = 0,009$ . On peut en déduire que la résistance ultime n'est pas respectée sans que des mesures ne soient prises.

**Solutions**

Résistance sans  $V_{Rd}$  0.0 kN  
mesures spéciales  $\psi_R$  0.0000

Type d'élément	Nombre	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input checked="" type="checkbox"/> Panier	1	DURA-70	$V_{Rd} = 349 \text{ kN}$	32%	0.0123	> 0.5
<input type="checkbox"/> Éléments en S/Panier	1	DURA-SR-12-379-260-1	$V_{Rd} = 402 \text{ kN}$	100%	0.0152	> 0.5
	1	DURA-SR-12-379-231-2				
	1	DURA-70				

Type d'élément: Panier Nombre & Élément: 1x DURA-70  $V_{Rd} = 349 \text{ kN}$  Coûts: 32%  $\psi_R = 0,0123$   $V_{Rd,s} / V_d > 0.5$

Fig. 37: Exemple 2: Tableau des solutions

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des transferts plastiques puisque les armatures ont été définies à partir d'un calcul élastique des efforts intérieurs. C'est-à-dire que, même si la rotation de rupture est inférieure à 0,02, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification supplémentaire. Pour cette raison, le panier choisi pour cet exemple est un panier DURA-70. La sécurité structurale concernant la résistance ultime est assurée avec une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 349$  kN. Par ailleurs, il est inutile d'effectuer d'autres vérifications pour une rotation de rupture de  $\psi_R = 0,012$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0,5$ .

Le calcul avec un niveau d'approximation 3 confirme le résultat de l'estimation de la résistance ultime obtenu à partir des diagrammes de l'annexe A.

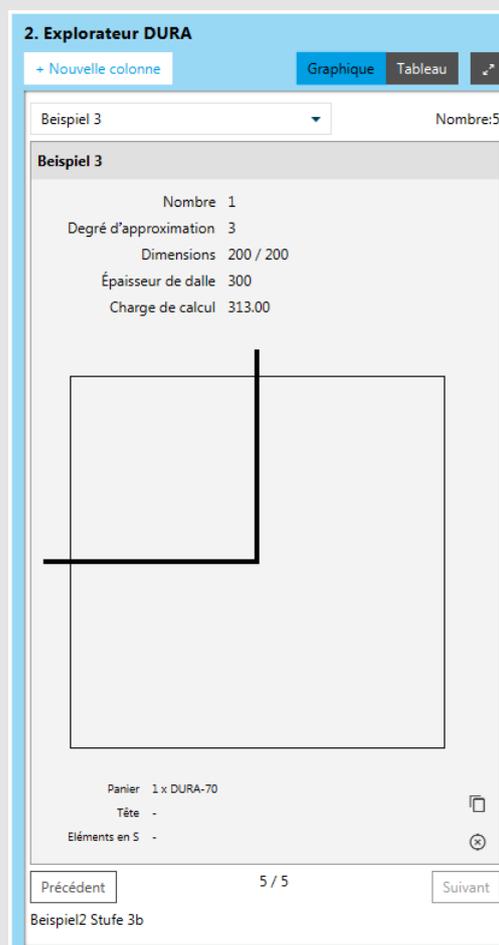


Fig. 38: Exemple 3: Indications détaillées concernant la solution retenue en matière de paniers

### Vérification manuelle de la solution

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel à partir de calculs à la main simples.

Matériau	$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$ $f_{bd} = 2.4 \text{ N/mm}^2$	Surface de l'armature	$A_{sx} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$
	$\tau_{cd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$		$A_{sy} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur statique	$d_x = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$	Taux d'armature	$\rho_x = 0.56\%$
	$d_y = 300 - 20 - 14 - \frac{14}{2} = 259 \text{ mm}$		$\rho_y = 0.59\%$
	$d = 266 \text{ mm}$		
	$d_v = 266 \text{ mm}$		

### Vérification de la rotation

Pour vérifier la rotation, il faut déterminer dans un premier temps la résistance à la flexion dans les directions x et y:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0056 \cdot 273^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0056 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 168 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd,y} = 0.0059 \cdot 259^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0059 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 159 \text{ kNm/m}$$

Les paramètres issus du calcul selon la FEM permettent de déterminer les rotations. Il convient toutefois d'augmenter les moments de flexion dans la bande d'appui de la valeur du rapport  $V_{Rd}/V_d$  pour obtenir la rotation à la rupture. La vérification du calcul de la rotation sans armature de poinçonnement donne  $V_{Rd}/V_d = 275/313 = 0,879$  et la vérification du calcul de la rotation avec armature de poinçonnement donne  $V_{Rd}/V_d = 349/313 = 1,115$ .

$$\psi_i = 1.2 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}}\right)^{3/2}$$

Sans armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{1570}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{0.879 \cdot 134}{168}\right)^{3/2} = \underline{0.009}$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{1170}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{0.879 \cdot 105}{159}\right)^{3/2} = 0.005$$

Avec armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{1570}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{1.115 \cdot 134}{168} \right)^{\frac{3}{2}} = \underline{0.013}$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{1170}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{1.115 \cdot 105}{159} \right)^{\frac{3}{2}} = 0.007$$

Il s'avère que les principales rotations correspondent à celles provenant du logiciel de calcul.

### Vérification de la résistance ultime

Pour la vérification des résistances ultimes, on détermine dans un premier temps le périmètre de la section de contrôle au niveau de l'angle du mur  $u_0$  ainsi que le périmètre de la section de contrôle en dehors du panier  $u_1$ . Le périmètre de la section de contrôle au niveau de la colonne s'obtient ainsi:

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot d_v \cdot \left( 2 \cdot 1.5 + \frac{\pi}{4} \right)$$

$$k_e \cdot u_0 = 0.87 \cdot 266 \cdot \left( 2 \cdot 1.5 + \frac{\pi}{4} \right) = 876 \text{ mm}$$

Comme la répartition du cisaillement le long de la section de contrôle extérieure est plus régulière qu'à proximité de la colonne, il est possible d'augmenter la valeur  $k_e$  pour calculer la taille de la section de contrôle extérieure. La valeur  $k_e$  augmentée peut être estimée ainsi:

$$b_0 \cong 2.24 \cdot d_{v0} = 2.24 \cdot 266 = 596 \text{ mm}$$

$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b_0 = \frac{1 - 0.87}{0.87} \cdot 596 = 89 \text{ mm}$$

$$d_{v1} = 300 - 20 - 14 - 20 - 10 = 236 \text{ mm}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ (a_{Korb} + 0.5 \cdot d_{v1})^2 - \frac{d_{v1}^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ (700 + 0.5 \cdot 236)^2 - \frac{236^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]} = 921 \text{ mm}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_1}} = \frac{1}{1 + \frac{89}{921}} = \underline{0.91}$$

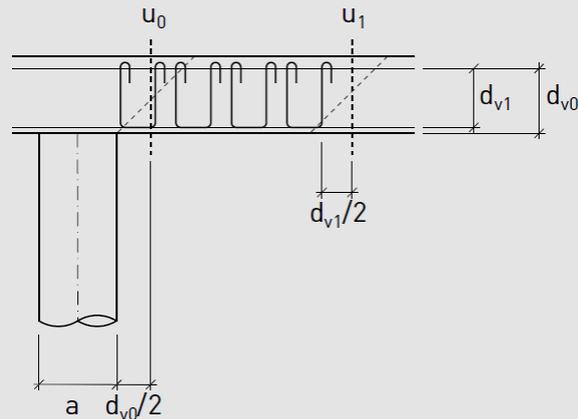


Fig. 39: Sections de contrôle pour une solution avec paniers DURA

$$k_{e1} \cdot u_1 = k_e \cdot \left[ 2 \cdot a_{Korb} + d_{v1} \cdot \frac{\pi}{4} \right]$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.91 \cdot \left[ 2 \cdot 700 + 236 \cdot \frac{\pi}{4} \right] = 1446 \text{ mm}$$

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations calculées avec le logiciel et qui ont déjà été préalablement contrôlées. Ceci pour chacun des deux cas, avec et sans armature de poinçonnement.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0086 \cdot 266 \cdot 1.0} = 1.16$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0123 \cdot 266 \cdot 1.0} = 0.96$$

La vérification de la résistance ultime sans armature de poinçonnement s'obtient ainsi:

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,c0} = 1.16 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = \underline{\underline{270 \text{ kN} \approx 275 \text{ kN}}}$$

Le résultat correspond à celui obtenu avec le logiciel.

Pour la vérification de la résistance ultime offerte par la solution de paniers choisie, les trois vérifications – bielle de compression du béton, poinçonnement au niveau du panier et poinçonnement à l'extérieur du panier – doivent être effectuées. La résistance de la bielle de compression du béton pour le calcul conformément à la norme s'obtient ainsi:

$$V_{Rd,cc0} = 2.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0$$

$$V_{Rd,cc0} = 2.0 \cdot 0.96 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = \underline{447 \text{ kN}} > 349 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime obtenue par calcul est nettement plus importante que la valeur obtenue avec le logiciel. C'est-à-dire que la vérification n'est pas déterminante.

La résistance ultime en dehors du panier DURA s'obtient à partir de la taille de la section de contrôle à l'extérieur du panier:

$$V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1$$

$$V_{Rd,c1} = 0.96 \cdot 1.0 \cdot 236 \cdot 1446 \cdot 10^{-3} = \underline{328 \text{ kN}} \cong 349 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est approximativement égale à la résistance déterminante calculée avec le logiciel et inférieure à la résistance de la bielle de compression du béton. C'est-à-dire qu'il s'agit très vraisemblablement de la vérification déterminante. L'écart provient, outre de certaines différences d'arrondi, de la soustraction de la charge à l'intérieur de la section de contrôle qui avait été négligée dans la vérification à la main.

Pour la vérification au niveau du panier DURA, il faut d'abord déterminer la tension dans l'armature de poinçonnement en utilisant la rotation indiquée par le logiciel. Pour cela, il faut connaître le diamètre des barres de l'armature de poinçonnement. Celui-ci figure dans la documentation produit DURA. Pour un panier DURA-70, on a  $\varnothing_{bg} = 10 \text{ mm}$ . Ceci entraîne les contraintes suivantes au sein de l'acier dans l'armature de poinçonnement:

$$\sigma_{sd,bg} = \frac{E_{s,bg} \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd,Bg}} \cdot \frac{d}{\varnothing_{bg}} \right) \leq f_{sd,Bg}$$

$$\sigma_{sd,bg} = \frac{205000 \cdot 0.0123}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{266}{10} \right) = 481 \text{ N/mm}^2 > 435 \text{ N/mm}^2$$

La surface de l'armature de poinçonnement pour la solution de paniers DURA choisie se calcule à l'aide du taux des armatures de poinçonnement. Le taux des armatures de poinçonnement figure également dans la documentation produit et elle est pour un DURA-70:  $\rho_w = 0,79 \%$ . Le calcul donne pour l'armature de poinçonnement à prendre en compte:

$$A_{s,bg0} = \left[ 2 \cdot 1.5 d_v + 2 \left( 0.35 + \frac{0.65}{2} \right) \cdot d_{v0} / 4 \cdot \pi \right] \cdot 0.65 d_{v0} \cdot \rho_w$$

$$A_{s,bg0} = [2 \cdot 1.5 \cdot 266 + 1.35 \cdot 266 / 4 \cdot \pi] \cdot 0.65 \cdot 266 \cdot 0.79\% = 1475 \text{ mm}^2$$

A partir des contraintes et de la surface de l'armature de poinçonnement, on obtient la résistance:

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot \sigma_{sd,bg} \cdot A_{s,bg0}$$

$$V_{Rd,cs0} = 0.96 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 + 0.86 \cdot 435 \cdot 1475 = 223.6 \text{ kN} + 551.8 \text{ kN} = \underline{775 \text{ kN}} > 349 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est quelque peu supérieure à la résistance déterminante calculée par le logiciel et également quelque peu supérieure à la résistance à l'extérieur de l'armature de poinçonnement. C'est-à-dire que la vérification n'est pas déterminante.

On peut également démontrer que l'indication du logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0,5$  est pertinente:

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{s,bg0} = 552 \text{ kN} > \underline{\frac{V_d}{2} = 157 \text{ kN}}$$

Comme on le supposait, la vérification à l'extérieur de l'armature de poinçonnement est la vérification déterminante. La valeur calculée à la main correspond bien à la solution trouvée par le logiciel. Par conséquent, on peut considérer le résultat donné par le logiciel comme plausible.

## Encadré théorique: Les planchers-dalles précontraints

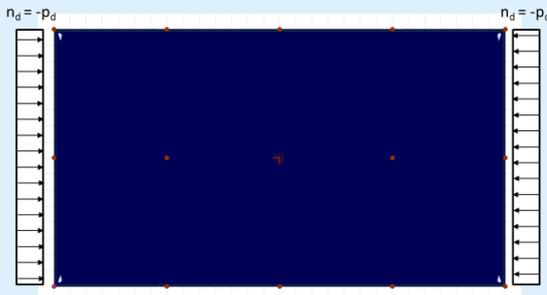
De manière générale la précontrainte des planchers-dalles présente, en plus des avantages en matière de résistance ultime à la flexion et de tenue à la fissure et à la flexion, également un avantage considérable en matière de poinçonnement des planchers-dalles. Dans la norme SIA 262:2013, les effets de la précontrainte peuvent également être pris en compte dans la vérification du poinçonnement. Comme cependant le taux d'information dans la norme a été fixé à un faible niveau, il n'est guère possible d'avoir une vérification fiable sans l'apport d'informations supplémentaires. Pour apporter plus de clarté, l'arrière-plan du modèle dans ce document a été analysé et on s'est efforcé de rendre celui-ci compréhensible dans la mesure du possible. Cependant il est à la fois recommandé et avantageux d'associer les services Engineering d'Aschwanden au calcul du poinçonnement des planchers-dalles précontraints. Ceci est valable en particulier pour déterminer la déduction de la charge à prendre en compte au sein de la section de contrôle du fait de la précontrainte et qui dépend de la géométrie du câble et de la position de la section de contrôle.

De manière générale se pose la question de la méthode de calcul pour la précontrainte. La précontrainte peut être considérée soit comme effort agissant (forces de déviation et forces d'ancrage) soit comme état d'autocontraintes dans l'analyse de section. Bien que ces deux conceptions soient présentées ci-dessous, il est recommandé pour une meilleure compréhension de considérer lors du calcul la précontrainte comme une force.

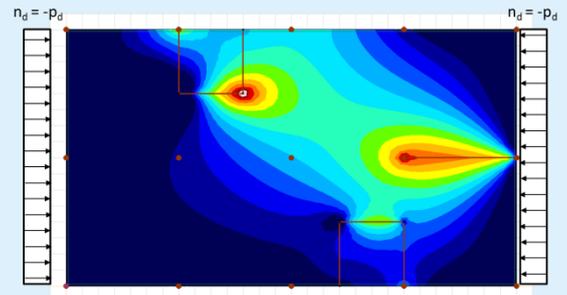
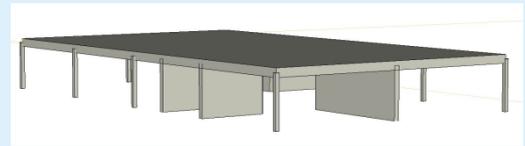
L'autre problème posé par l'application de la vérification du poinçonnement concerne les différents effets de la précontrainte. Il faut distinguer entre précontrainte avec ou sans adhérence. Tandis qu'avec adhérence il est possible d'obtenir la réserve de charge du câble de précontrainte du fait de la création de nouvelles tensions (dus à l'adhérence) lors de la déformation de la dalle jusqu'à la tension  $f_{pd}$ , les tensions sont à peu près les seules à agir du fait de la force de précontrainte appliquée en cas de précontrainte sans adhérence.

Par ailleurs, il convient de respecter la répartition des forces dues aux forces d'ancrage. Selon la géométrie du bâtiment, il est possible que les forces de compression dans la dalle en béton armé n'agissent pas comme espéré pour la colonne concernée du fait des forces d'ancrage. Ceci peut être le cas si la contrainte s'exerce contre un aboutement solide. Toutefois l'effet de compression peut aussi être supprimé à d'autres endroits, comme par exemple sur des murs parallèles à la direction de la tension. Pour la vérification du poinçonnement, il faut donc d'abord vérifier si la force de compression - en tant que force membranaire - agit effectivement sur la colonne concernée. Déjà pour cette raison, il est recommandé de considérer la précontrainte comme une force. La figure ci-dessous montre la progression d'un effort normal dans le plancher-dalle dans deux situations. Selon la situation, la colonne subit des effets différents de la part d'un effort normal.

a)



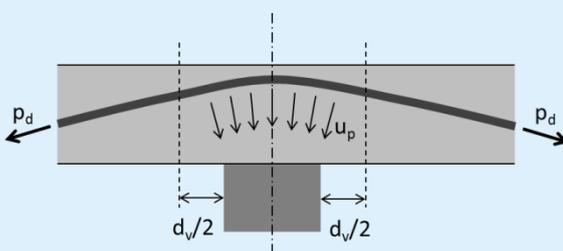
b)



Progression d'un effort normal dans le plancher-dalle en fonction des conditions limites: a) non contrarié et b) contrarié par des murs

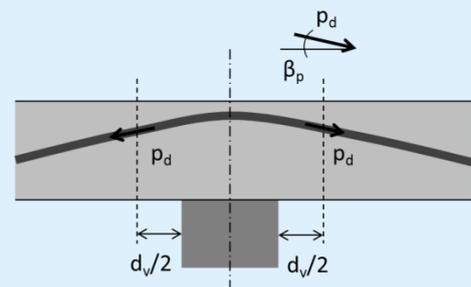
La norme SIA 262:2013 traite de la précontrainte pour la vérification du poinçonnement à l'alinéa 4.3.6.2.6 et à l'alinéa 4.3.6.4.3. Le premier alinéa cité indique que la force de déviation agissant à l'intérieur de la section de contrôle – c'est en général la composante active de la force de déviation - peut être déduite de l'action. Cela concerne le fait de considérer la précontrainte comme une action. Si la précontrainte est considérée comme un état d'autocontraintes, l'effet bénéfique de la précontrainte peut être pris en compte conformément à l'alinéa 4.3.3.4.9 (effort tranchant). L'action de l'effort tranchant autour de la partie verticale de l'élément précontraint incliné dans la section de contrôle est alors atténuée.

Hypothèse force



$$\Delta V = \int_{-d_v/2}^{+d_v/2} u_p(x) dx$$

Hypothèse état d'autocontraintes



$$\Delta V = 2 \cdot p_d \cdot \sin \beta_p$$

L'alinéa 4.3.6.4.3 indique que dans l'équation (59) le moment de flexion dans la bande d'appui  $m_{sd}$  peut être remplacé par  $(m_{sd} - m_{Dd})$  et la résistance à la flexion  $m_{Rd}$  par  $(m_{Rd} - m_{Dd})$ ,  $m_{Dd}$  désignant le moment de décompression dans la bande d'appui. On a ainsi généralement

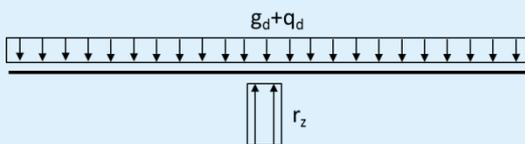
$$\left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}}\right) \rightarrow \left(\frac{m_{sd} - m_{Dd}}{m_{Rd} - m_{Dd}}\right)$$

Se pose alors la question de savoir comment déterminer les valeurs concernées vu les différentes hypothèses et propriétés de précontrainte. A ce propos, l'annexe E regroupe pour les cas les plus importants les formules permettant de déterminer ces valeurs.

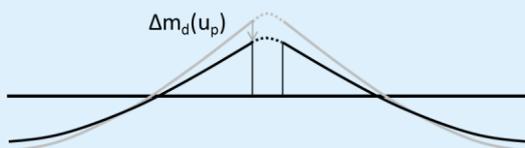
Il est ici difficile de comprendre qu'il existe différentes influences s'exerçant sur la précontrainte dans cette équation (50). Ce qui vient encore compliquer les choses, c'est que, selon l'hypothèse, ces influences apparaissent à différents endroits dans l'équation. Dans le cas où la précontrainte est considérée comme une force, les influences ci-dessous apparaissent.

Le moment de flexion moyen dans la bande d'appui ( $m_{sd}$ ) est réduit comparativement au moment de flexion existant sans tenir compte de la précontrainte en fonction de la géométrie du câble - sous l'effet des forces de déviation. Toutefois cet effet ne peut être pris en compte pour la vérification du poinçonnement qu'avec le niveau d'approximation 3.

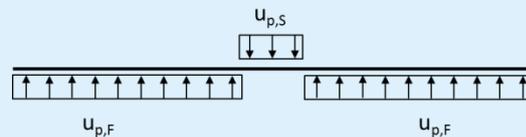
a) Actions et réaction de la colonne



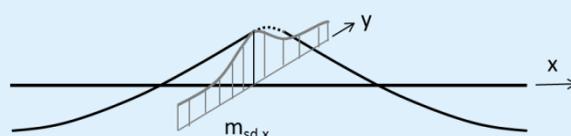
c) Réduction des moments de flexion du fait des forces de déviation



b) Forces de déviation selon la géométrie du câble



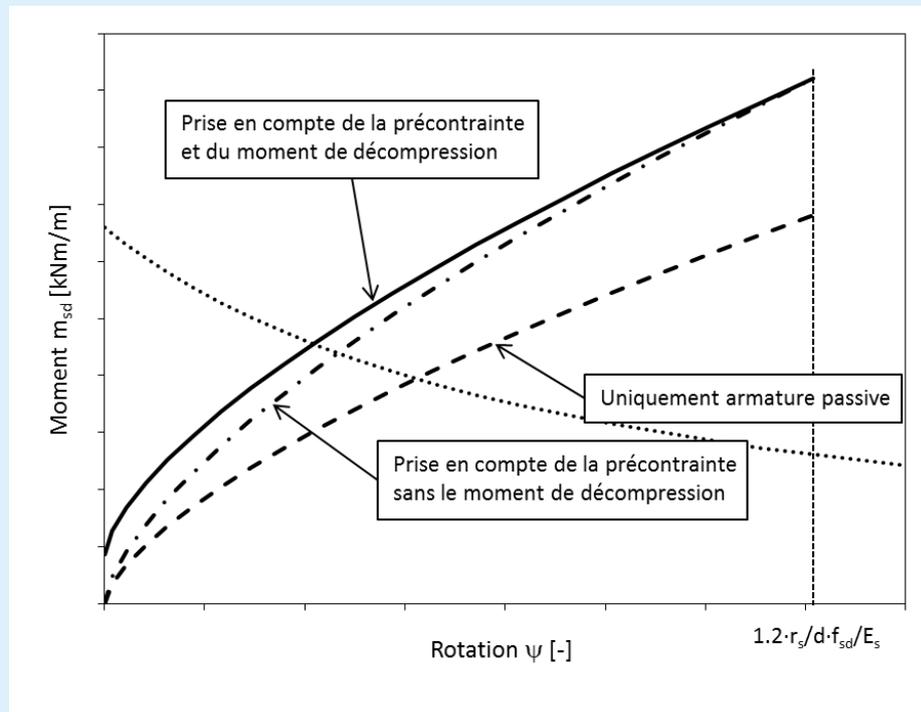
d) Détermination des moments de flexion moyens dans la bande d'appui



La résistance à la flexion  $m_{Rd}$  augmente par rapport à la résistance à la flexion sans précontrainte. Cependant cette augmentation n'apparaît que lorsqu'il y a adhérence ou que, pour la colonne considérée, interviennent des efforts normaux liés aux forces d'ancrage.

En cas d'adhérence, il est par ailleurs possible de mobiliser également la différence entre la valeur calculée de la résistance de l'acier précontraint et la valeur calculée de la force de précontrainte ( $a_p \cdot f_{pd} - p_d$ ). Pour une excentricité de l'élément précontraint, cela entraîne une augmentation de la résistance à la flexion. Si, pour la colonne considérée, un effort normal dû aux forces d'ancrage s'exerce, la résistance à la flexion augmente encore en raison de la force de compression supplémentaire dans la section considérée.

Le moment de décompression intègre dans la vérification du poinçonnement le fait que la formation de fissure est inhibée par la précontrainte dans la section de béton armé. Plus la rotation augmente, plus l'influence du moment de décompression diminue comme on le voit sur le diagramme ci-dessous.



Dans le cas où on considère la précontrainte comme état d'autocontraintes, le moment de flexion moyen dans la bande d'appui ( $m_{s,d}$ ) est égal au moment de flexion sans précontrainte existant. Dans ce cas cependant la résistance à la flexion augmente notablement, car alors la valeur calculée de la résistance de l'acier précontraint ( $a_p \cdot f_{pd}$ ) est intégrée dans son calcul. Cependant c'est uniquement le cas en présence de précontrainte avec adhérence et si, pour la colonne considérée, l'effort normal dû aux forces d'ancrage agit. Sinon seuls des aspects partiels sont à prendre en compte (voir annexe E). Le moment de décompression peut être déterminé de manière analogue à celle de l'hypothèse action de la précontrainte. Il faut cependant tenir compte de l'excentricité de l'élément précontraint.



## Notations

$a$	Dimensions équivalentes de la colonne
$a_{Korb}$	Dimensions des paniers
$a_R$	Distance de la colonne par rapport au bord dans la direction x (colonne de bord)
$a_{Rx}, a_{Ry}$	Distance de la colonne par rapport au bord dans la direction x ou y (colonne d'angle)
$A_{s,bg0}$	Surface d'armature des paniers au niveau de la colonne
$A_{s,bg2}$	Surface d'armature des paniers à l'extérieur de la tête en acier ou de l'élément S
$A_{sx}, A_{sy}$	Surface d'armature de flexion dans la direction x ou y
$a_x, a_y$	Dimensions de la colonne dans la direction x ou y
$b$	Diamètre d'une surface rapportée à un cercle plan à l'intérieur de la section de contrôle
$b_{srx}, b_{sry}$	Valeur limite supérieure pour la largeur représentative de la bande d'appui perpendiculairement au bord de la dalle
$b_s$	Largeur représentative de la bande d'appui
$b_{sx}, b_{sy}$	Largeur représentative de la bande d'appui dans la direction x ou y
$c$	Dimensions de la tête
$c_{eff}$	Dimensions de la tête sans profilé de bord
$c_o$	Enrobage supérieur de l'armature
$c_u$	Enrobage inférieur de l'armature
$d$	Hauteur statique moyenne
$d_x, d_y$	Hauteur statique de l'armature dans la direction x ou y
$D_{max}$	Diamètre maximal du granulats
$d_{v0}$	Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant dans la section de contrôle $u_0$
$d_{v1}$	Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant dans la section de contrôle $u_1$
$d_{v2}$	Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant dans la section de contrôle $u_2$
$E_c$	Module d'élasticité du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'armature de flexion
$E_{s,bg}$	Module d'élasticité des paniers
$e_u$	Excentricité des forces résultantes de la force d'appui
$e_{u,x}, e_{u,y}$	Excentricité des forces résultantes de la force d'appui dans la direction x ou y
$\Delta e$	Distance entre le centre de gravité de la section de contrôle et l'axe de la colonne
$f_{bd}$	Valeur de calcul de la contrainte d'adhérence
$f_{cd}$	Valeur de calcul de la résistance à la compression sur cylindres du béton

$f_{ck}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindres du béton
$f_{sd}$	Valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'armature de flexion
$f_{sd,bg}$	Valeur de calcul de la limite d'écoulement des paniers
$h$	Epaisseur de dalle
$h_A$	Affaissement des colonnes
$h_p$	Hauteur de tête
$h_{zp}$	Position de la tête
$I$	Moment d'inertie
$k$	Rigidité à la rotation
$k_e$	Coefficient de prise en compte de la répartition inégale de la contrainte de cisaillement le long de la section de contrôle
$k_g$	Coefficient de prise en compte de l'engrenage des granulats dans les fissures
$k_r$	Coefficient pour la détermination de la résistance au poinçonnement des dalles
$k_{sys}$	Coefficient de système de l'armature de poinçonnement
$l_x, l_y$	Portée dans la direction x ou y
$M_d$	Moment d'encastrement résultant de la colonne
$m_{Dd}$	Moment de décompression
$m_{sd,x}, m_{sd,y}$	Moment de dimensionnement dans la bande d'appui dans la direction x ou y
$m_{Rd,x}, m_{Rd,y}$	Résistance à la flexion dans la bande d'appui dans la direction x ou y
$M_{xd}, M_{yd}$	Moments d'encastrement des colonnes autour de l'axe x ou y
$\rho_x, \rho_y$	Taux d'armature de flexion dans la direction x ou y
$r_{sx}, r_{sy}$	Distance entre l'axe de la colonne et le point zéro du moment dans la direction x ou y
$\rho_w$	Taux des armatures de poinçonnement des paniers
$q_d$	Charge utile répartie
$s$	Espacement des barres d'armature
$\sigma_{sd,Bg}$	Contraintes au sein de l'acier des paniers
$\sigma_{Bd}$	Pression sur le sol
$T_{cd}$	Valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement
$u_0$	Périmètre de la section de contrôle dans la zone de la colonne
$u_1$	Périmètre de la section de contrôle à l'extérieur des paniers
$u_2$	Périmètre de la section de contrôle à l'extérieur de la tête en acier ou de l'élément S
$V_d$	Valeur de calcul de la charge de poinçonnement
$V_{Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement
$V_{Rd,s}$	Valeur de calcul de la résistance de l'armature en étriers

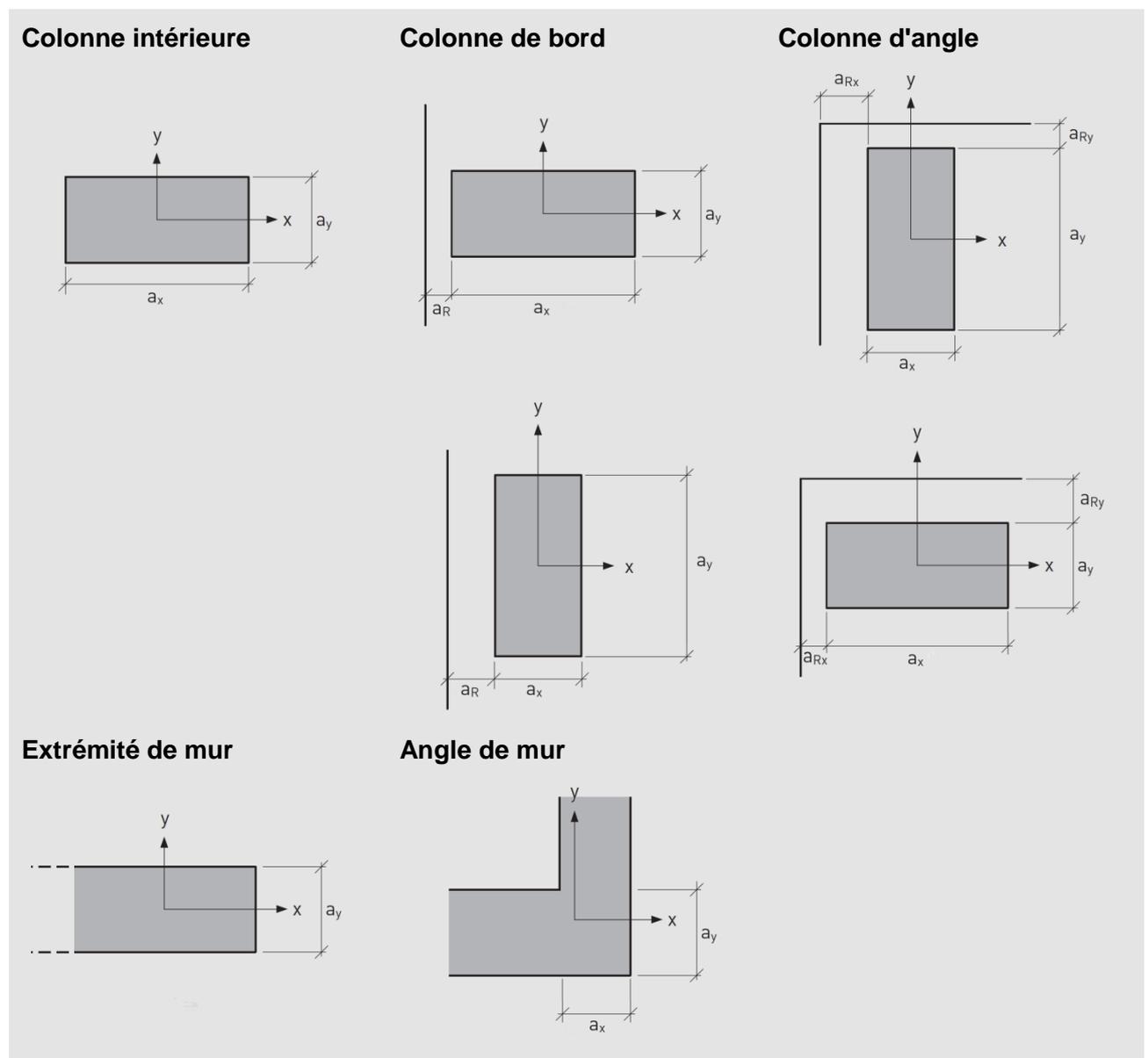
$V_{Rd,c0}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement du béton dans la zone de la colonne
$V_{Rd,c1}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement du béton à l'extérieur des paniers
$V_{Rd,c2}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement du béton à l'extérieur de la tête en acier
$V_{Rd,cc0}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement en cas de ruine de la bielle de compression du béton dans la zone de la colonne
$V_{Rd,cc2}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement en cas de ruine de la bielle de compression du béton à l'extérieur de la tête en acier
$V_{Rd,s0}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement de l'armature de poinçonnement dans la zone de la colonne
$V_{Rd,s2}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement de l'armature de poinçonnement à l'extérieur de la tête en acier
$\psi$	Rotation de la dalle
$\psi_x, \psi_y$	Rotation de la dalle dans la direction x ou y
$\psi_R$	Rotation de rupture
$\emptyset$	Diamètre de la colonne
$\emptyset_s$	Diamètre des barres de l'armature de flexion
$\emptyset_{bg}$	Diamètre des barres des paniers



## Annexe A: Diagrammes d'évaluation de la capacité portante

Les diagrammes ci-dessous servent à évaluer la résistance au poinçonnement des dalles avec ou sans armature de poinçonnement DURA. Ces diagrammes sont basés sur une approche simplifiée mise au point par F.J. Aschwanden AG pour le système DURA. Du fait de la simplification, il faut s'attendre à des différences par rapport aux résistances ultimes figurant dans la norme SIA 262:2013.

### Définitions



### Hypothèses:

Béton C25/30

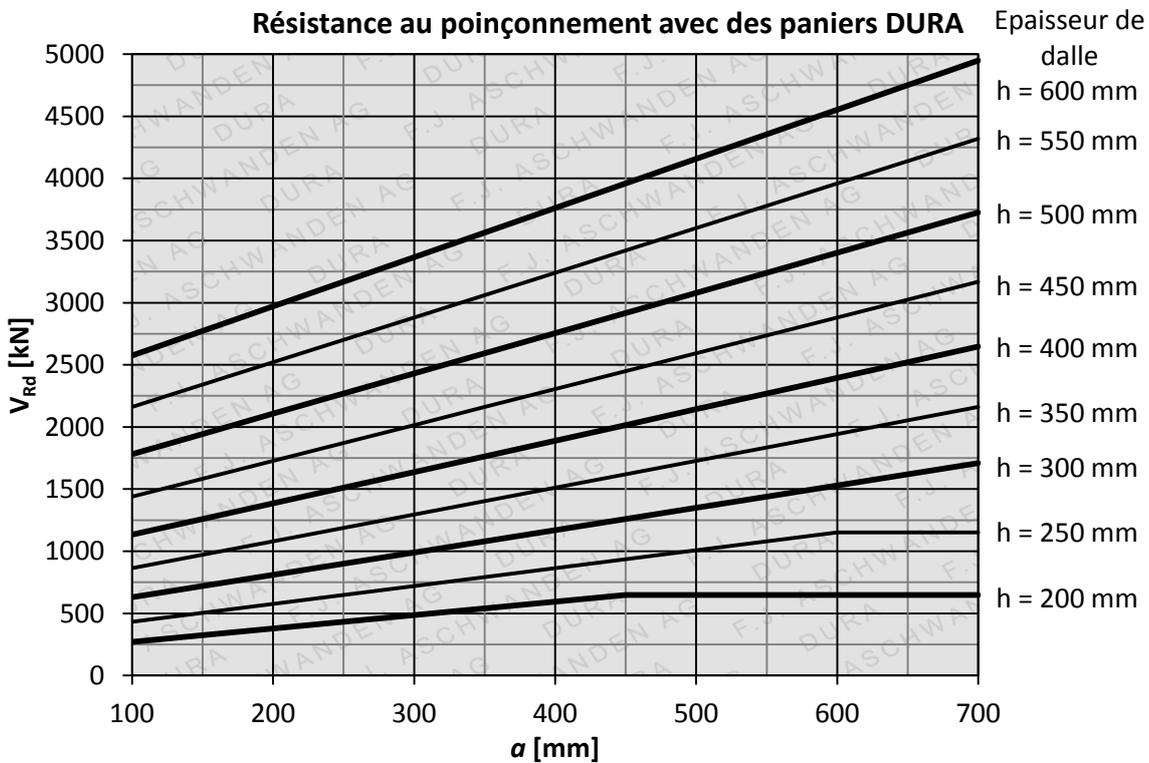
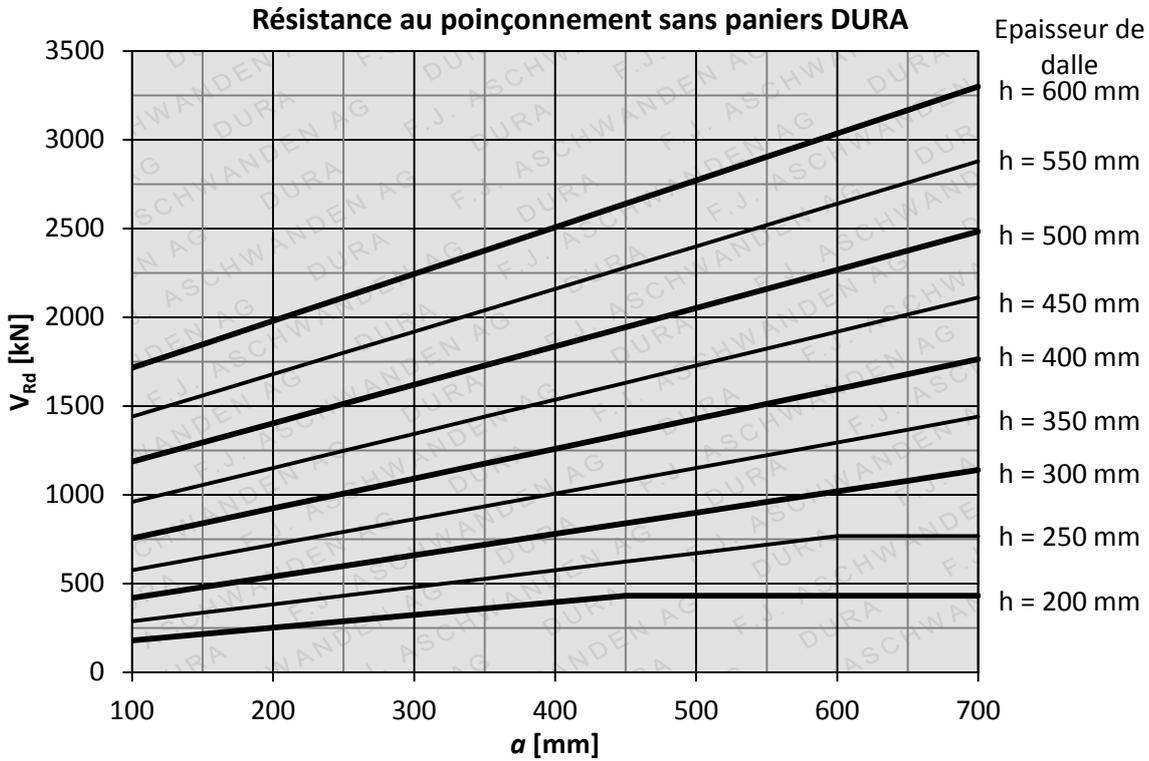
Acier d'armature B500B

$d = h - 50 \text{ mm}$

**Colonnes intérieures rectangulaires**

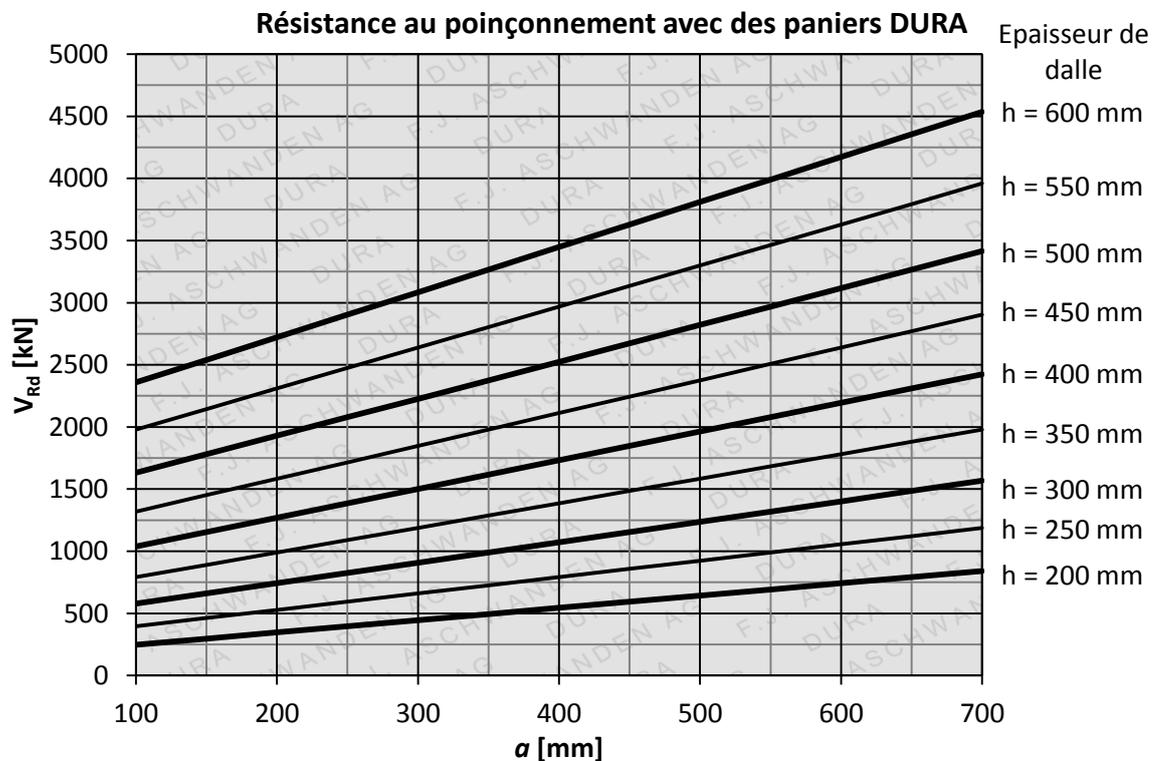
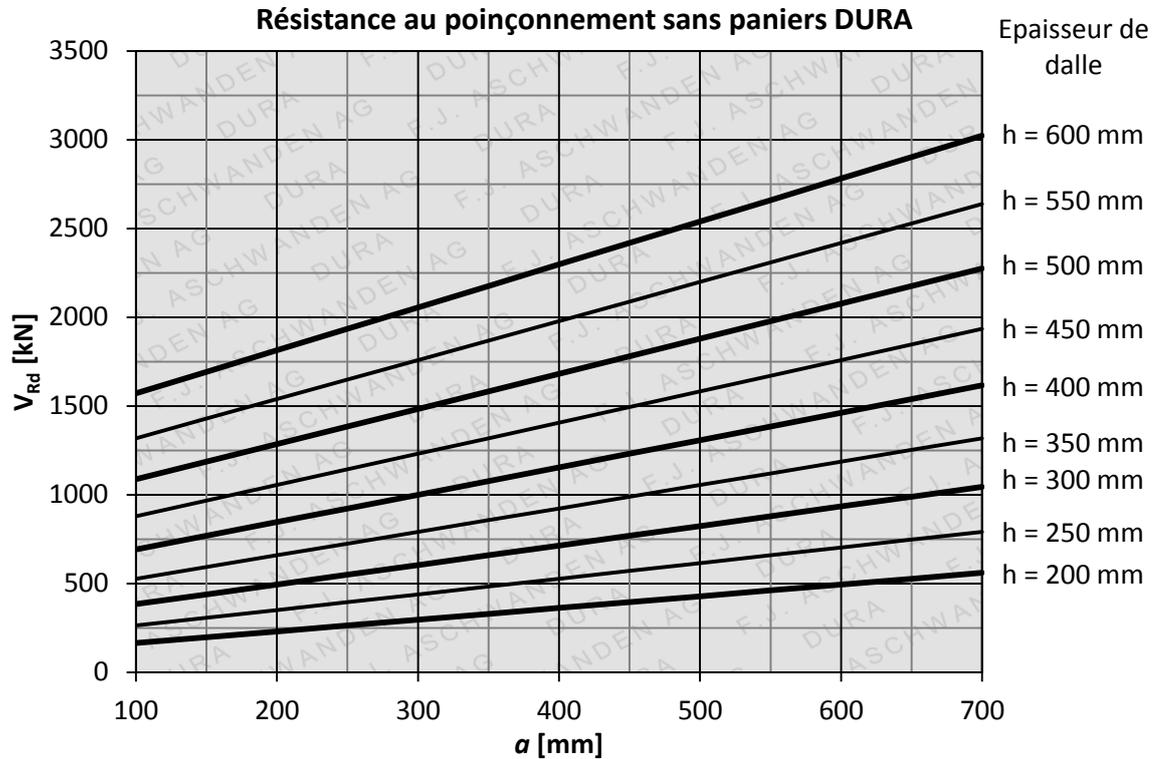
Colonne carrée:  $a = a_x = a_y$

Colonne rectangulaire:  $a = (a_x + a_y)/2$



**Colonnes intérieures rondes**

Colonne circulaire:  $a = \emptyset$



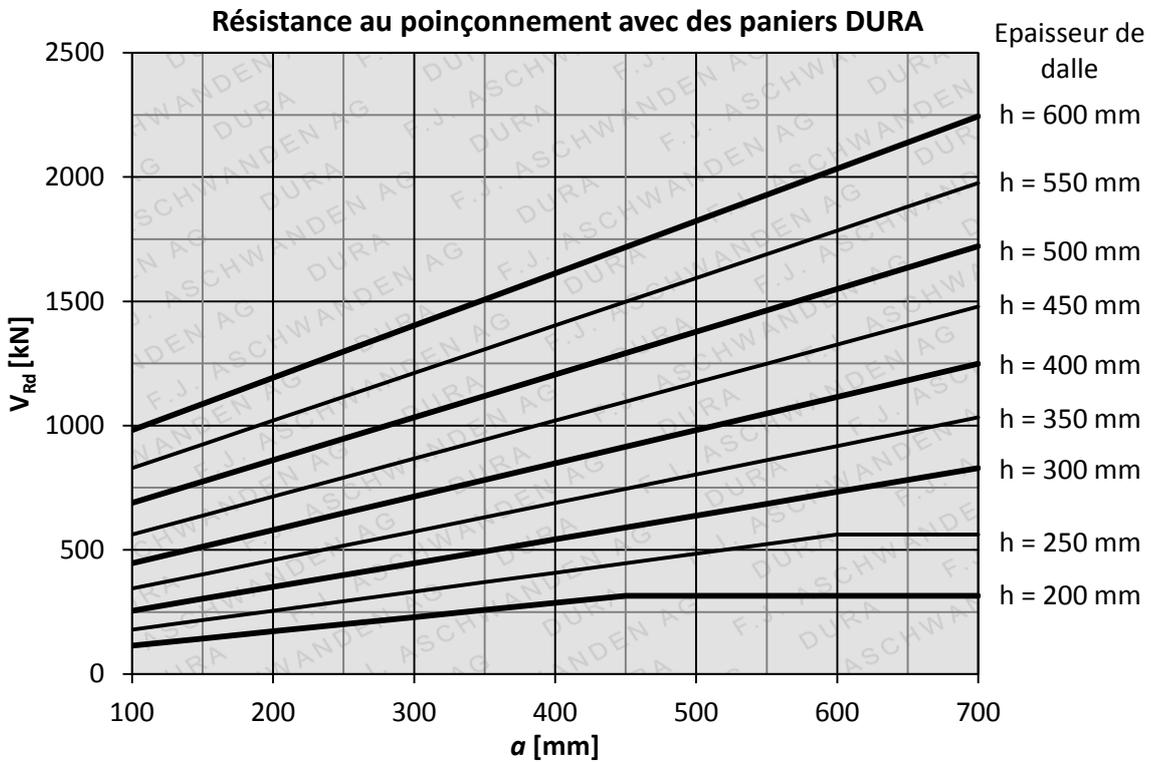
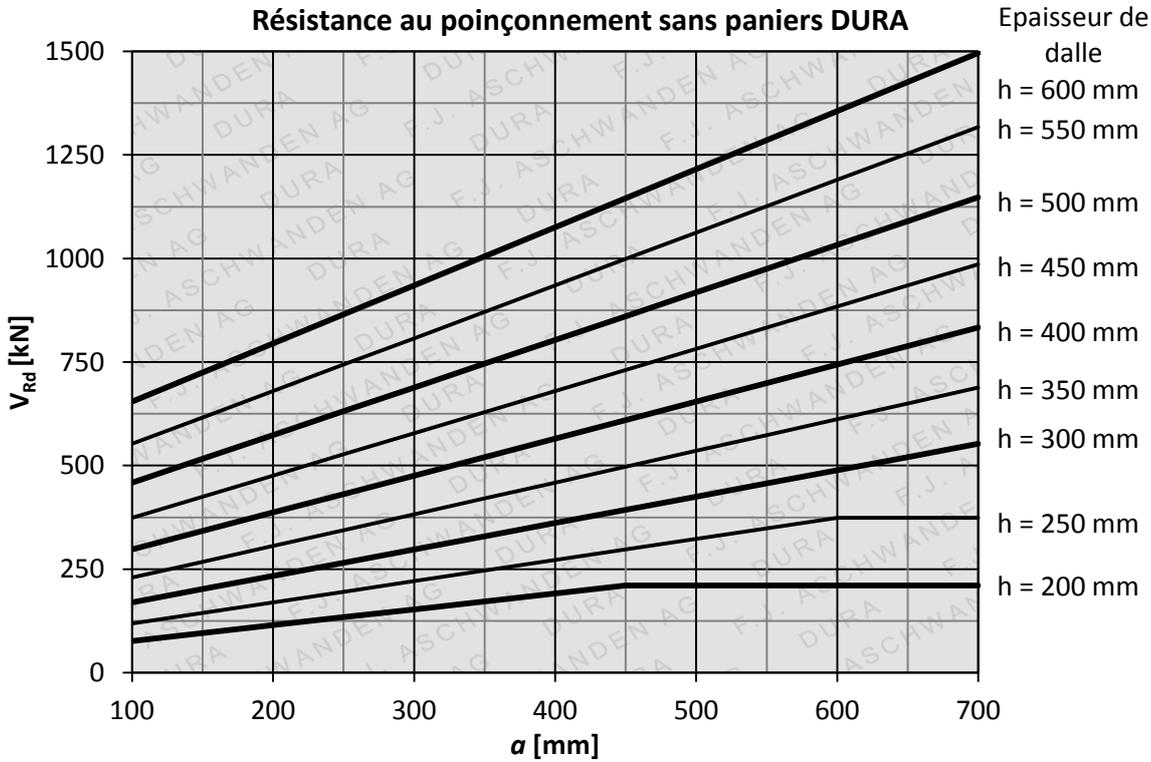
**Colonnes de bord**

Colonne rectangulaire:

$$a = [a_x + 2 \cdot (a_y + a_R)] / 3$$

Colonne circulaire:

$$a = [\phi \cdot (\frac{\pi}{2} + 1) + 2a_R] / 3$$



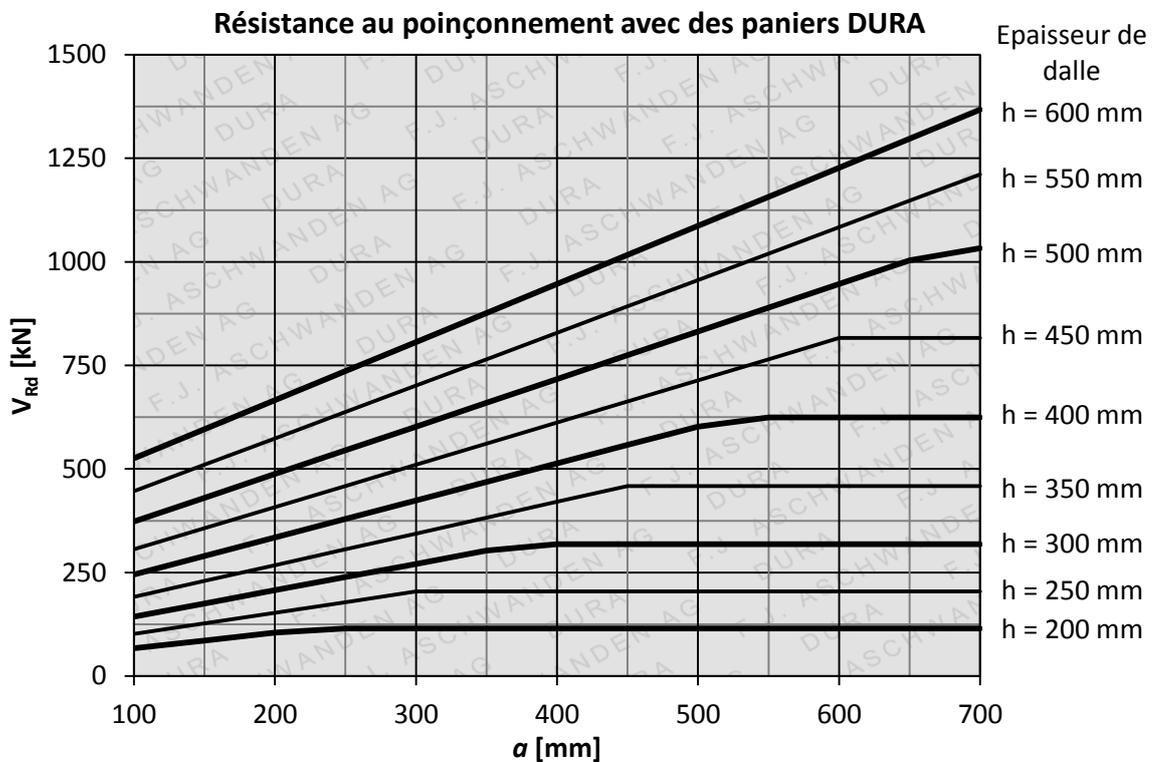
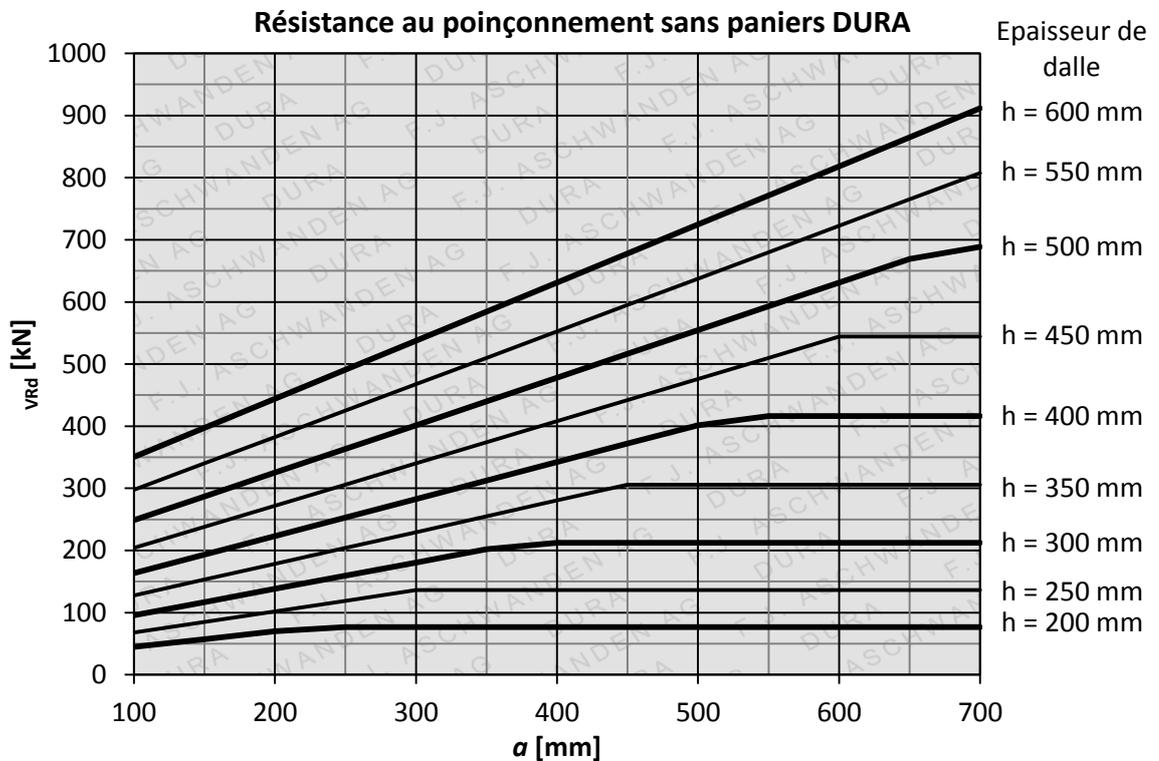
**Colonnes d'angle**

Colonne rectangulaire:

$$a = [a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry}] / 2$$

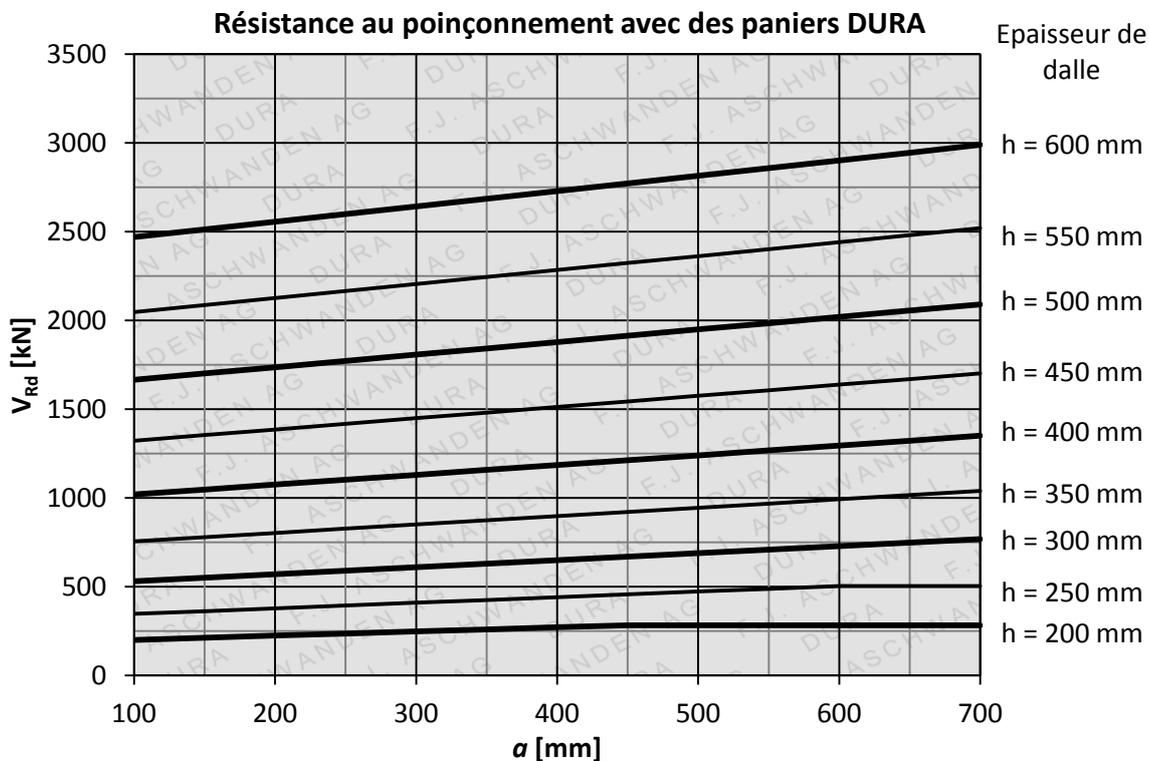
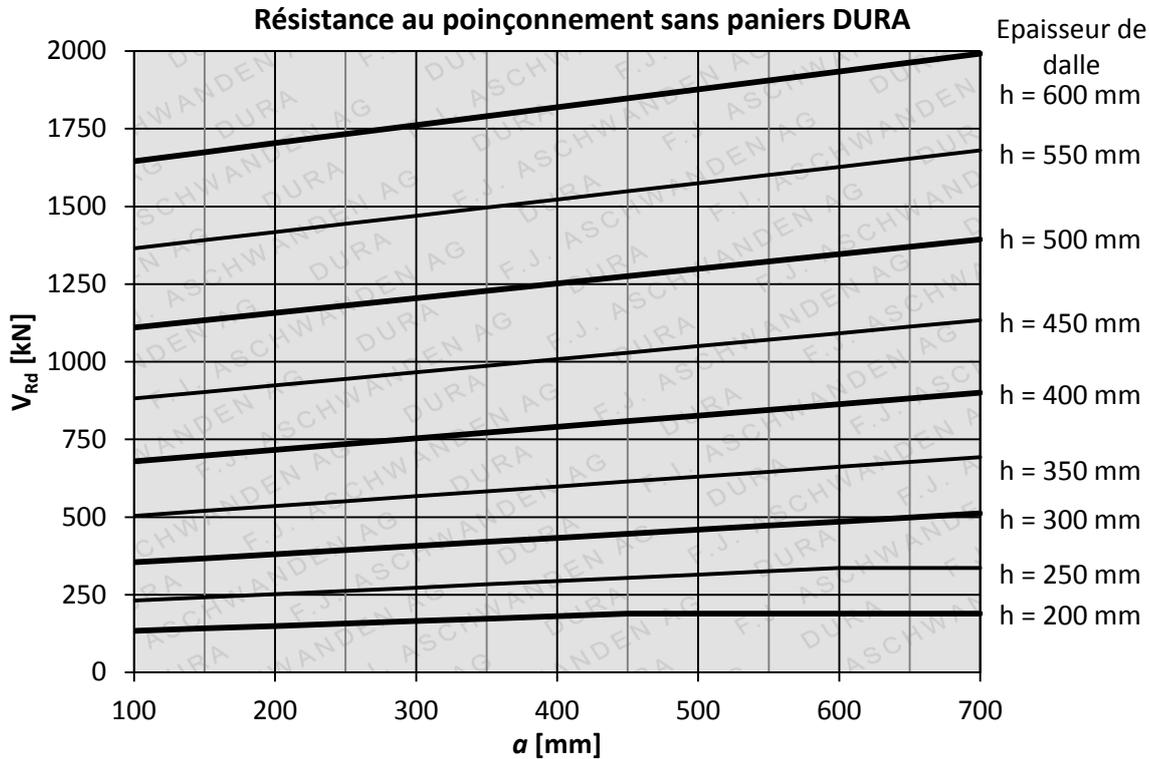
Colonne circulaire:

$$a = [\phi \cdot (\frac{\pi}{4} + 1) + a_{Rx} + a_{Ry}] / 3$$



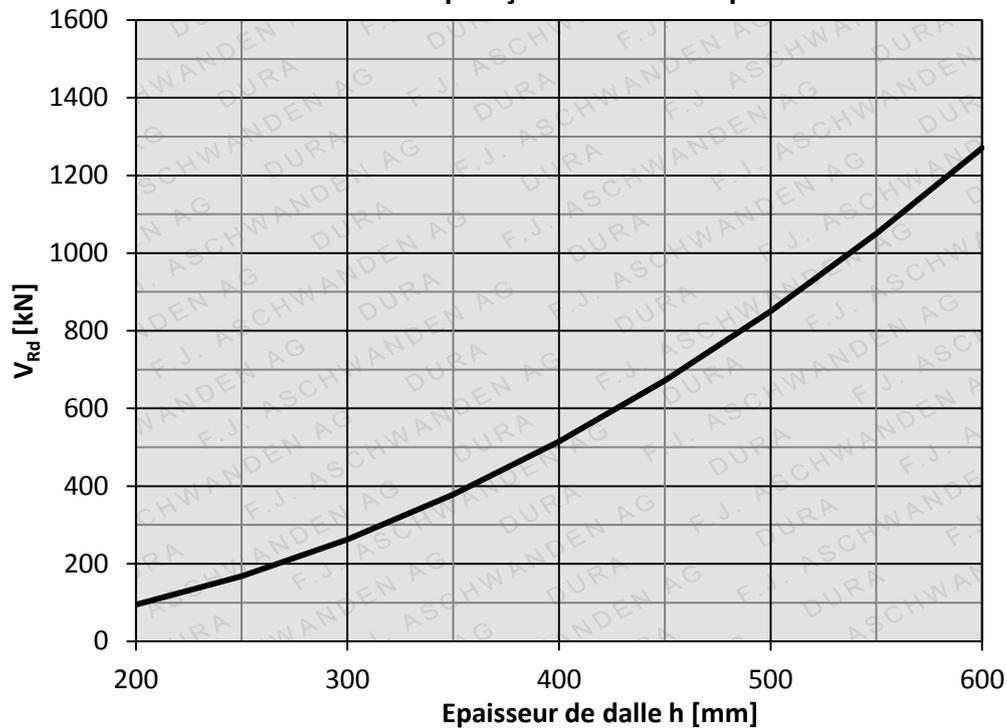
**Extrémités de mur**

Extrémité de mur:  $a = a_y$

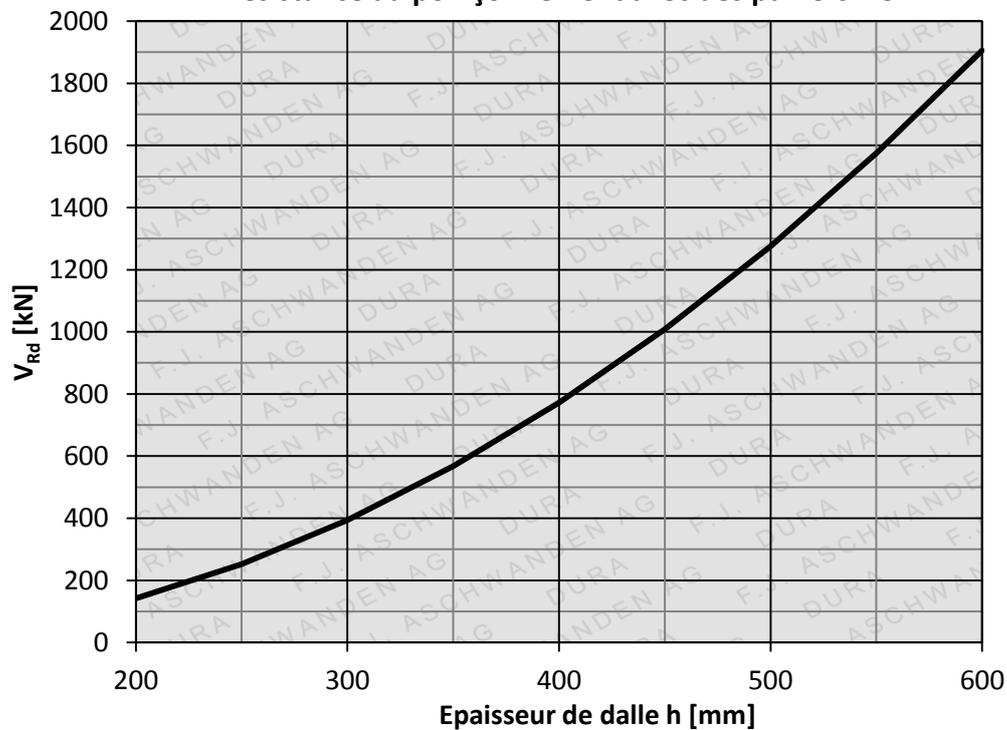


## Angle de mur

Résistance au poinçonnement sans paniers DURA



Résistance au poinçonnement avec des paniers DURA



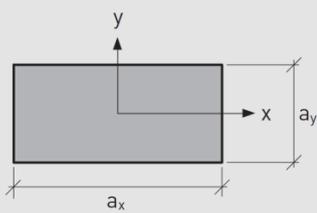


## Annexe B: Tableaux annexes de détermination de $k_e$

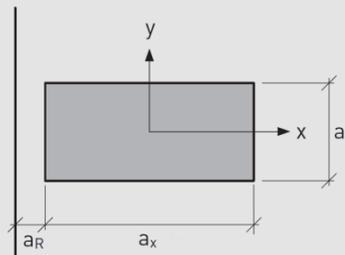
Les équations de la présente annexe sont valables uniquement si la section de contrôle ne présente pas d'interruptions, par ex. en cas d'évidements ou pour les colonnes de grande dimension (SIA 262:2013, Fig. 22)

### Définitions

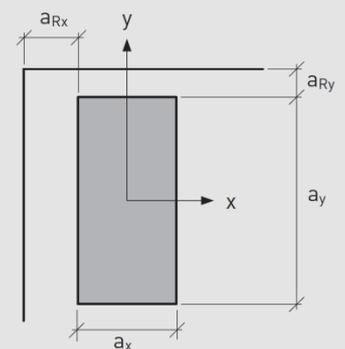
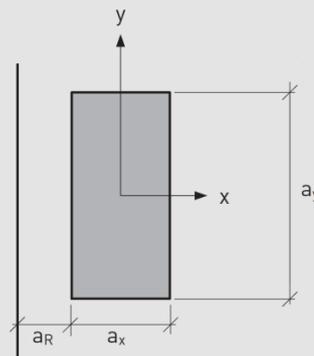
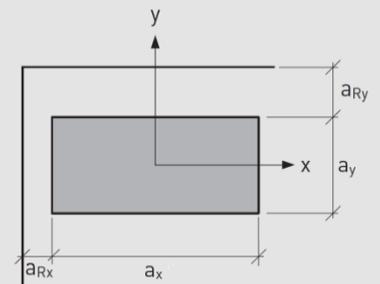
**Colonne intérieure**



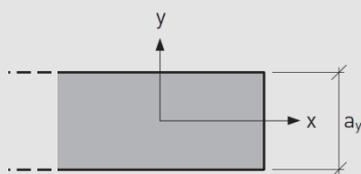
**Colonne de bord**



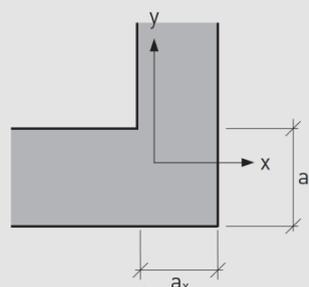
**Colonne d'angle**

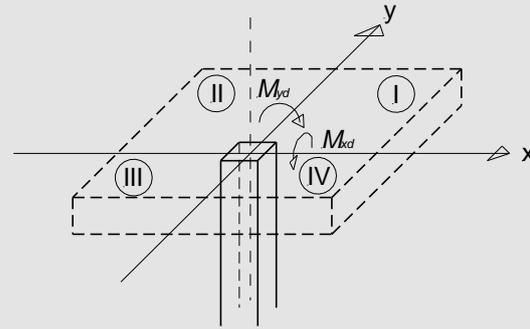


**Extrémité de mur**



**Angle de mur**





Règle de signe pour les équations suivantes

Quadrant I	$M_{xd} = +$ ( $e_{v,y} = +$ )
	$M_{yd} = +$ ( $e_{v,x} = +$ )
Quadrant II	$M_{xd} = +$ ( $e_{v,y} = +$ )
	$M_{yd} = -$ ( $e_{v,x} = -$ )
Quadrant III	$M_{xd} = -$ ( $e_{v,y} = -$ )
	$M_{yd} = -$ ( $e_{v,x} = -$ )
Quadrant IV	$M_{xd} = -$ ( $e_{v,y} = -$ )
	$M_{yd} = +$ ( $e_{v,x} = +$ )

## Colonne intérieure

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V}$$

Rectangle

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v) - d_v^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]}$$

Simplifié:

$$b \cong d_v \cdot \frac{9}{8} \sqrt{\left(\frac{a_x}{d_v} + 1\right) \cdot \left(\frac{a_y}{d_v} + 1\right) - \frac{3}{14}}$$

Cercle

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V}$$

$$b = \emptyset + d_v$$

Ovale

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x - a_y) \cdot (a_y + d_v) + (a_y + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{4}]}$$

## Colonne de bord

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) \cdot \left(\frac{d_v}{2} - a_R\right) + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{a_x + d_v}{2}\right)}{2 \cdot \left(a_x + a_R + \frac{d_v}{2}\right) + (a_y + d_v)}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$$

## Rectangle

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left(a_x + \frac{d_v}{2} + a_R\right) \cdot (a_y + d_v) - \frac{d_v^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]}$$

Simplifié si  $a_R = d_v/2$ :

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v)}{2 \cdot (2a_x + a_y + 3d_v)}$$

$$b \cong \frac{9}{8} d_v \sqrt{\left(\frac{a_x}{d_v} + 1\right) \left(\frac{a_y}{d_v} + 1\right) + \frac{3}{28}}$$

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{\frac{(\emptyset + d_v)^2}{2} - \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right)^2}{(\emptyset + d_v) \cdot \frac{\pi}{2} + 2 \cdot \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right)}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$$

## Cercle

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right) \cdot (\emptyset + d_v) + (\emptyset + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{8} \right]}$$

Simplifié si  $a_R = d_v/2$ :

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{\emptyset + d_v}{4 + 2\pi}$$

$$b \cong \frac{4}{5} \sqrt{\left(1 + \frac{\emptyset}{d_v}\right)^2 + \frac{\pi}{4}}$$

## Colonne d'angle

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{\frac{1}{2} \cdot \left[ \left( a_x + a_{Rx} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( \frac{d_v}{2} - a_{Rx} \right) + \left( a_y + a_{Ry} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( a_x + d_v \right) \right]}{a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry} + d_v}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \left[ \left( a_y + a_{Ry} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( \frac{d_v}{2} - a_{Ry} \right) + \left( a_x + a_{Rx} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( a_y + d_v \right) \right]}{a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry} + d_v}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left( a_x + \frac{d_v}{2} + a_{Rx} \right) \cdot \left( a_y + \frac{d_v}{2} + a_{Ry} \right) - \frac{d_v^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]}$$

Rectangle

Simplifié si  $a_{Rx} = a_{Ry} = d_v/2$ :

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{(a_x + d_v)(a_y + d_v)}{2(a_x + a_y + 2d_v)}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V} + \frac{(a_x + d_v)(a_y + d_v)}{2(a_x + a_y + 2d_v)}$$

$$b \cong \frac{9}{8} d_v \sqrt{\left( \frac{a_x}{d_v} + 1 \right) \left( \frac{a_y}{d_v} + 1 \right) - \frac{3}{56}}$$

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (\varnothing + d_v)^2 + (2a_{Ry} + \varnothing) \cdot (\varnothing + d_v) - 2 \left( \frac{\varnothing}{2} + a_{Rx} \right)^2 \right]}{(\varnothing + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\varnothing + a_{Rx} + a_{Ry})}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (\varnothing + d_v)^2 + (2a_{Rx} + \varnothing) \cdot (\varnothing + d_v) - 2 \left( \frac{\varnothing}{2} + a_{Ry} \right)^2 \right]}{(\varnothing + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\varnothing + a_{Rx} + a_{Ry})}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$$

Cercle

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left( \varnothing + \frac{d_v}{2} + a_{Rx} \right) \cdot \left( \varnothing + \frac{d_v}{2} + a_{Ry} \right) - \frac{(\varnothing + d_v)^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]}$$

Simplifié si  $a_{Rx} = a_{Ry} = d_v/2$ :

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{3}{8 + 2\pi} (\varnothing + d_v) \cong \frac{M_{yd}}{V} - 0.21(\varnothing + d_v)$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V} + \frac{3}{8 + 2\pi} (\varnothing + d_v) \cong \frac{M_{xd}}{V} + 0.21(\varnothing + d_v)$$

$$b = (\varnothing + d_v) \sqrt{\frac{12 + \pi}{4\pi}} \cong 1.1(\varnothing + d_v)$$

## Extrémités de mur

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{d_v^2 + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{5d_v}{4}\right)}{5d_v + a_y}$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ 2d_v \cdot (a_y + d_v) - \frac{d_v^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]}$$

Simplifié si  $a_y = d_v$

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \frac{7}{12}d_v$$

$$b = d_v \sqrt{\frac{28 + \pi}{2\pi}} \cong 2.23d_v$$

## Angle de mur

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V} - \left( \frac{3d_v}{4} - x_V \right)$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V} + \left( \frac{3d_v}{4} - y_V \right)$$

$$x_V = \frac{(1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y) \cdot \frac{a_x}{2}}{(1.5d_v)^2 - (1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y)}$$

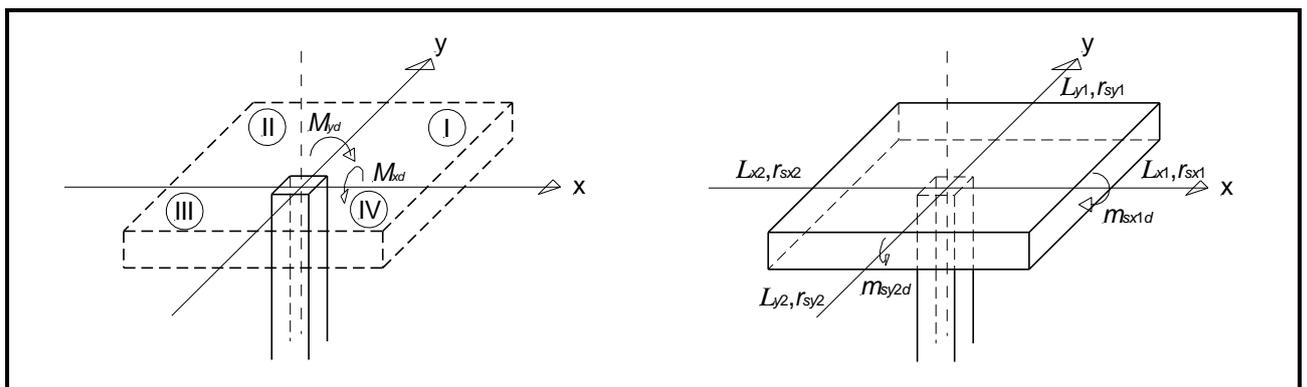
$$y_V = \frac{(1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y) \cdot \frac{a_y}{2}}{(1.5d_v)^2 - (1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y)}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2}$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ 4d_v^2 - \frac{d_v^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]} \cong 2.24d_v$$

## Annexe C: Fiche technique FEM

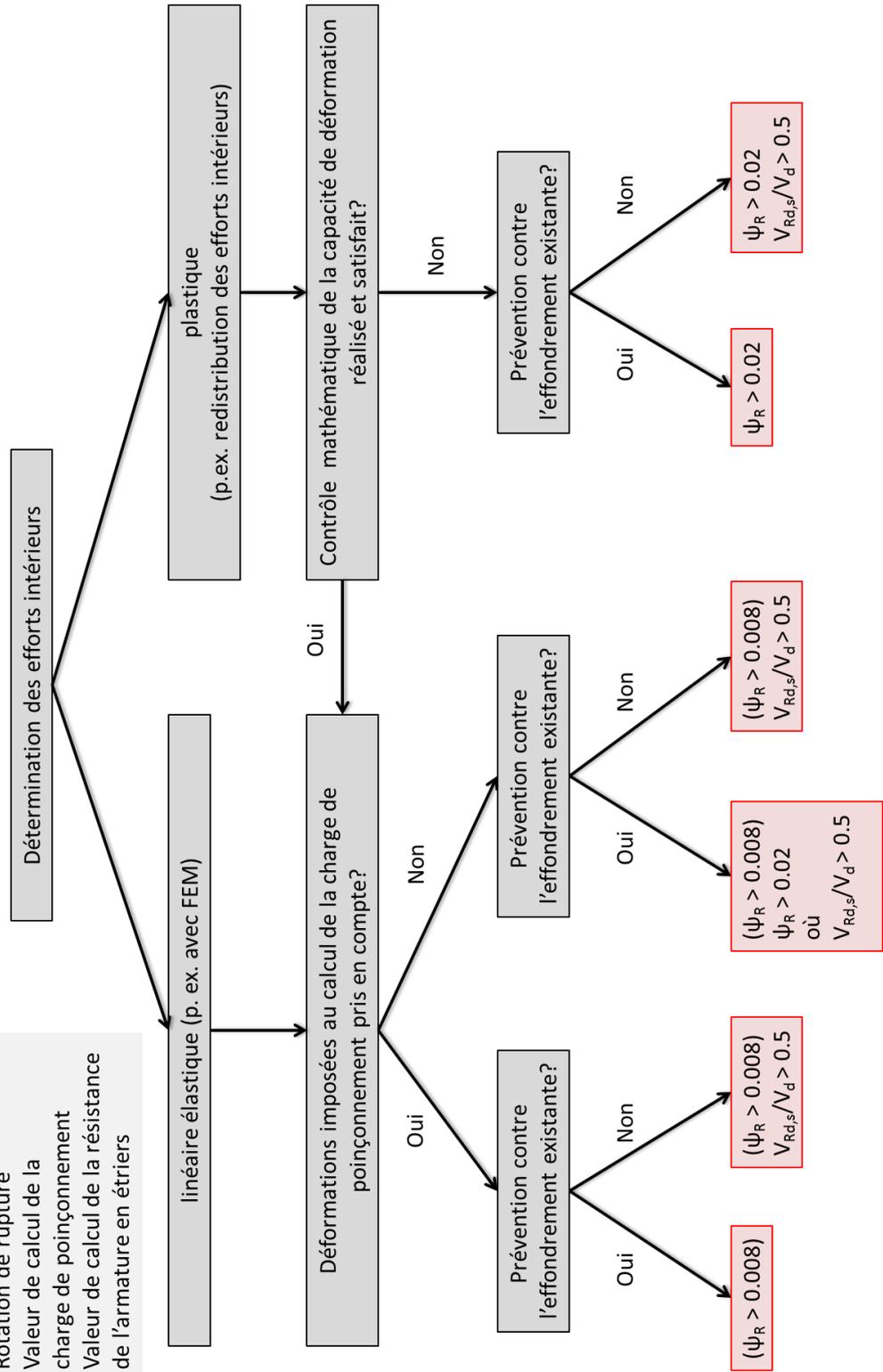
<b>Désignation de la colonne</b>				
<b>Effort tranchant</b>	$V_d$ [kN]			
<b>Moment d'encastrement de la colonne</b>	$ M_{xd} $ [kNm]			
	$ M_{yd} $ [kNm]			
	Quadrant			
<b>Niveau d'approximation 3</b>	$x_1$	$x_2$	$y_1$	$y_2$
Portée $l$ [mm]				
Distance par rapport au point zéro $r_s$ [mm] <sup>1)</sup>				
Moment de dimensionnement $m_{sd}$ [kNm/m]				
<b>Largeur de la bande d'appui</b>	$b_{sx}$ [mm]		$b_{sy}$ [mm]	
<sup>1)</sup> A respecter pour les colonnes de bord ou d'angle	$2/3 b_{srx}$ [mm]		$2/3 b_{sry}$ [mm]	





Légende:

$\psi_R$ : Rotation de rupture  
 $V_d$ : Valeur de calcul de la charge de poinçonnement  
 $V_{Rd,s}$ : Valeur de calcul de la résistance de l'armature en étriers





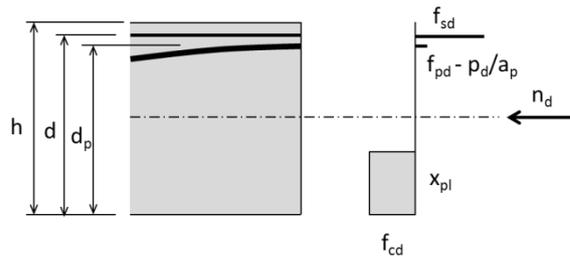
## Annexe E: Précontrainte

Convention de signes:

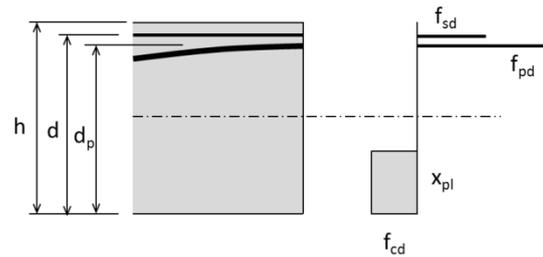
$p_d$  (effort de traction dans l'élément précontraint): positif

$n_d$  (effort normal dans le plancher-dalle): négatif en cas de compression (en général); positif en cas de traction

Hypothèse force



Hypothèse état d'autocontraintes



Dans les équations ci-dessous, la résistance à la flexion  $m_{Rd}$  est définie autour de l'axe de gravité de la section en béton.

Hypothèse force avec adhérence et effort normal effectif

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + (a_p \cdot f_{pd} - p_d) - n_d) / f_{cd}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + (a_p \cdot f_{pd} - p_d) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right)$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right)$$

Hypothèse état d'autocontraintes avec adhérence et effort normal effectif

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + a_p \cdot f_{pd}) / f_{cd}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + a_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right)$$

$$m_{Dd} \approx p_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e\right) = p_d \cdot \left(d_p - \frac{d}{3}\right)$$

Hypothèse force sans adhérence avec effort normal effectif

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} - n_d) / f_{cd}$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right)$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right)$$

Hypothèse état d'autocontraintes sans adhérence avec effort normal effectif

$$\begin{aligned}x_{pl} &= 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + p_d) / f_{cd} \\m_{Rd} &= a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \\m_{Dd} &\approx p_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e\right) = p_d \cdot \left(d_p - \frac{d}{3}\right)\end{aligned}$$

Hypothèse force avec adhérence mais sans effort normal effectif

$$\begin{aligned}x_{pl} &= 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + (a_p \cdot f_{pd} - p_d)) / f_{cd} \\m_{Rd} &= a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + (a_p \cdot f_{pd} - p_d) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \\m_{Dd} &= 0\end{aligned}$$

Hypothèse état d'autocontraintes avec adhérence mais sans effort normal effectif

$$\begin{aligned}x_{pl} &= 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + a_p \cdot f_{pd} - p_d) / f_{cd} \\m_{Rd} &= a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + a_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \\m_{Dd} &= p_d \cdot e = p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right)\end{aligned}$$

Hypothèse force sans adhérence ni effort normal effectif

$$\begin{aligned}x_{pl} &= 0.85x = (a_s \cdot f_{sd}) / f_{cd} \\m_{Rd} &= a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \\m_{Dd} &= 0\end{aligned}$$

Hypothèse état d'autocontraintes sans adhérence ni effort normal effectif

$$\begin{aligned}x_{pl} &= 0.85x = (a_s \cdot f_{sd}) / f_{cd} \\m_{Rd} &= a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \\m_{Dd} &= p_d \cdot e = p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right)\end{aligned}$$



**Remarques concernant le présent document:**

la documentation est sans cesse l'objet de modifications en raison de l'actualisation des normes et de l'évolution de notre gamme de produits. La version actualisée de notre documentation papier figure sur notre site Internet.

02.2018 Copyright © by

F.J. Aschwanden AG CH-3250 Lyss T 032 387 95 95 F 032 387 95 99

[www.aschwanden.com](http://www.aschwanden.com) [info@aschwanden.com](mailto:info@aschwanden.com)

**Aschwanden**

