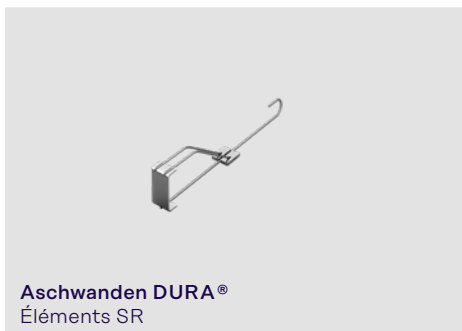
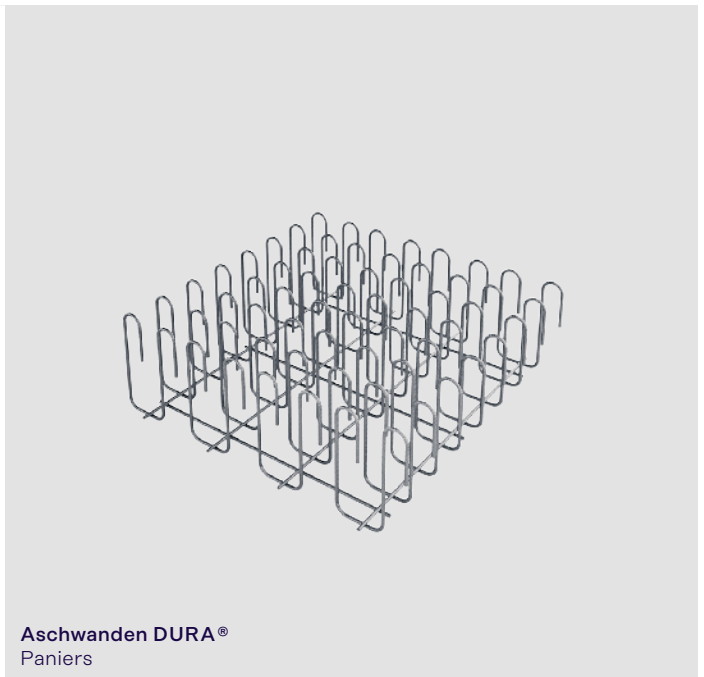


# Le dimensionnement au poinçonnement en Suisse

Exposé technique sur le dimensionnement au poinçonnement

Dr Stefan Lips, Leviat AG, Suisse | Prof Dr Albin Kenel, Hochschule für Technik Luzern |  
Stefan Walt, Leviat AG, Suisse | Patricia Minder, Leviat AG, Suisse

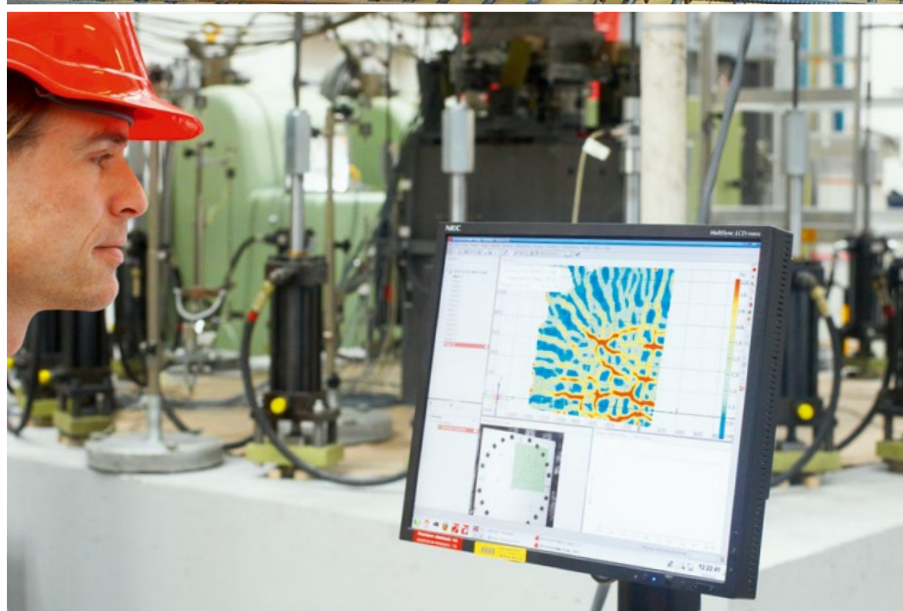




# Leviat®

A CRH COMPANY

Des produits et solutions techniques innovants permettant une construction plus sûre, plus solide et plus rapide.



# Sommaire

1	Introduction .....	5
1.1	Objectif du présent document.....	5
1.2	Historique.....	5
1.3	Désignations.....	12
2	Dimensionnement selon la norme SIA 262:2013 .....	15
2.1	Le modèle de dimensionnement suisse.....	15
2.2	Résistance à la rupture et rotation à la rupture .....	21
2.3	Largeur de la bande d'appui .....	23
2.4	Degrés d'approximation .....	25
2.5	Répartition irrégulière de l'effort tranchant.....	29
2.6	Comment garantir le comportement à la déformation .....	42
2.7	Radiers/fondations.....	46
2.8	Conception .....	48
2.9	Armature de flexion .....	53
2.10	Béton recyclé .....	54
2.11	Précontrainte .....	57
2.12	Évidements.....	64
2.13	Décrochements de dalles.....	65
2.14	Protection incendie.....	67
3	Dimensionnement selon expertise .....	69
4	Dimensionnement selon l'ITC.....	71
5	Systèmes de poinçonnement.....	73
5.1	Paniers d'étriers .....	73
5.2	Goujons à double tête.....	73
5.3	Éléments S.....	73
5.4	Têtes en acier .....	73
6	Renforcement de planchers-dalles existants.....	75
6.1	Caractéristiques de la construction existante.....	75
6.2	Historique de charge / Activation .....	79
6.3	Renforcements possibles .....	81
6.4	Armature de flexion .....	81
7	Utilisation du logiciel.....	83
7.1	Processus de dimensionnement .....	83

7.2	Paramètres de saisie .....	83
7.3	Solutions.....	96
7.4	Résultats intermédiaires .....	97
8	Exemples de dimensionnement.....	101
8.1	Bases .....	101
8.2	Exemple 1 : Colonnes intérieures rectangulaires (DURA).....	101
8.3	Exemple 2 : Colonne de bord carrée (DURA).....	116
8.4	Exemple 3 : Angle de mur (DURA) .....	127
8.5	Exemple 4 : Colonne intérieure ovale (HDB) .....	136
8.6	Exemple 5 : Colonne d'angle circulaire (HDB).....	146
9	Références bibliographiques .....	159
9.1	Normes.....	159
9.2	Bibliographie concernant la théorie des plaques élastiques .....	160
9.3	Bibliographie concernant la théorie des plaques plastiques .....	161
9.4	Bibliographie concernant le poinçonnement .....	162
9.5	Bibliographie concernant l'évolution des normes.....	163
9.6	Bibliographie concernant le béton recyclé .....	163
9.7	Bibliographie concernant le relevé d'état.....	163
	Annexe A Diagrammes.....	165
	Annexe B Fiche technique pour degré d'approximation 3 .....	173

# 1 Introduction

## 1.1 Objectif du présent document

De nos jours, les ingénieurs ont pour tâche de construire et d'entretenir des ouvrages performants, écologiques et économiques. Pour répondre à cette exigence, Leviat propose, grâce à la diversité de ses produits, l'élément de construction optimal quel que soit le projet. Pour que ces éléments de construction répondent pleinement aux exigences, il est essentiel, d'une part que les bases sur lesquelles repose le dimensionnement soient documentées de manière transparente, par exemple au moyen d'expertises complètes accessibles au public, et, d'autre part que le dimensionnement des éléments de construction soit vérifiable. De plus, les éléments de construction doivent également pouvoir être mis en œuvre facilement. Une valeur de résistance ultime théorique aussi élevée que possible est de peu d'utilité si l'élément de construction ne peut pas être installé conformément aux prescriptions en vigueur, par exemple les tolérances de montage. L'objectif de ce document est d'étayer cette philosophie. Celui-ci décrit les bases du dimensionnement au poinçonnement en Suisse, donne des indications et des recommandations pour les situations qui ne sont pas directement décrites dans la norme et montre comment vérifier la vraisemblance des résultats des modules de calcul du poinçonnement du gestionnaire de projet Leviat. Ce document a donc pour but d'aider les ingénieurs dans le dimensionnement au poinçonnement, afin qu'il soit possible de réaliser et d'entretenir des ouvrages performants, écologiques et économiques – non seulement sur plan, mais aussi dans la réalité.

## 1.2 Historique

### **Théorie des dalles élastiques**

Les premières tentatives pour résoudre le problème de flexion des surfaces élastiques ont été faites par Euler en 1764. Pour décrire la vibration d'une membrane parfaitement flexible, il la considérait comme étant composée de deux systèmes de cordes tendues et perpendiculaires entre elles. Euler a également utilisé cette idée pour étudier les vibrations des cloches.

En 1789, Jakob Bernoulli a développé une équation différentielle pour les dalles en utilisant la même notation qu'Euler et en tenant déjà compte de la raideur des dalles et des contraintes verticales. Bernoulli a clairement indiqué que son équation n'était qu'une approximation – il a négligé les dérivées mixtes des déformations.

Le grand intérêt pour la théorie des dalles provient des travaux de Chladni en acoustique en 1787 et notamment par ses expériences sur la vibration des dalles. En recouvrant une dalle de sable fin, Chladni a pu montrer la présence de lignes nodales pour différents modes de mouvement de celle-ci et déterminer les fréquences correspondantes. En 1809, l'Académie française invita Chladni à une démonstration de ses expériences et Napoléon, qui assistait à la réunion, en fut très impressionné. A l'instigation de l'empereur, l'Académie Française proposa un prix ayant pour objet le problème de la dérivation d'une théorie mathématique des oscillations des dalles et la comparaison des résultats théoriques avec ceux obtenus expérimentalement.

En octobre 1811, date de clôture du concours, une seule candidate s'est présentée, Sophie Germain. Sophie Germain a cependant fait une erreur de calcul et n'a donc pas réussi à trouver la bonne équation. Elle n'a pas remporté le prix. Lagrange, qui faisait partie des juges, remarqua cependant

son erreur et, après avoir procédé à quelques corrections, il obtint dès 1811 une forme satisfaisante de l'équation requise.

L'Académie proposa à nouveau le sujet, avec un nouveau délai jusqu'en octobre 1813, et Sophie Germain s'inscrivit à nouveau comme candidate pour le prix. Elle avait désormais la bonne équation, mais les juges ont exigé une justification physique de l'hypothèse de base. Elle a de nouveau échoué. Cependant l'Académie a décidé de remettre le prix en jeu. La troisième fois, Sophie Germain a remporté le prix (1816), bien que les juges n'aient pas été entièrement satisfaits de son travail. Elle a publié un résumé de ses travaux en 1821.

Une autre tentative pour améliorer la théorie des dalles a été faite par Poisson en 1814. Pour donner à la théorie une portée physique, Poisson a supposé que la dalle était composée de particules entre lesquelles agissaient des forces moléculaires.

Navier a établi la première théorie satisfaisante sur la flexion des dalles et l'a publiée en 1823. Dans son travail, Navier supposait, à l'instar de Poisson, que la dalle était constituée de molécules, mais il les répartissait dans toute l'épaisseur et supposait que leurs déplacements pendant la flexion étaient parallèles au plan médian de la dalle et proportionnels à la distance par rapport à ce plan. Il a ainsi trouvé la bonne équation différentielle pour chaque géométrie de charge. Navier a appliqué son équation au problème d'une dalle rectangulaire à support simple qu'il a soumise aux conditions aux bords appropriées et a fourni la solution correcte sous la forme d'une double série trigonométrique. Il l'utilisait pour des charges uniformément réparties ainsi que pour des charges concentrées au centre. Ces résultats ont constitué les premières solutions satisfaisantes appliquées aux problèmes de flexion des dalles.

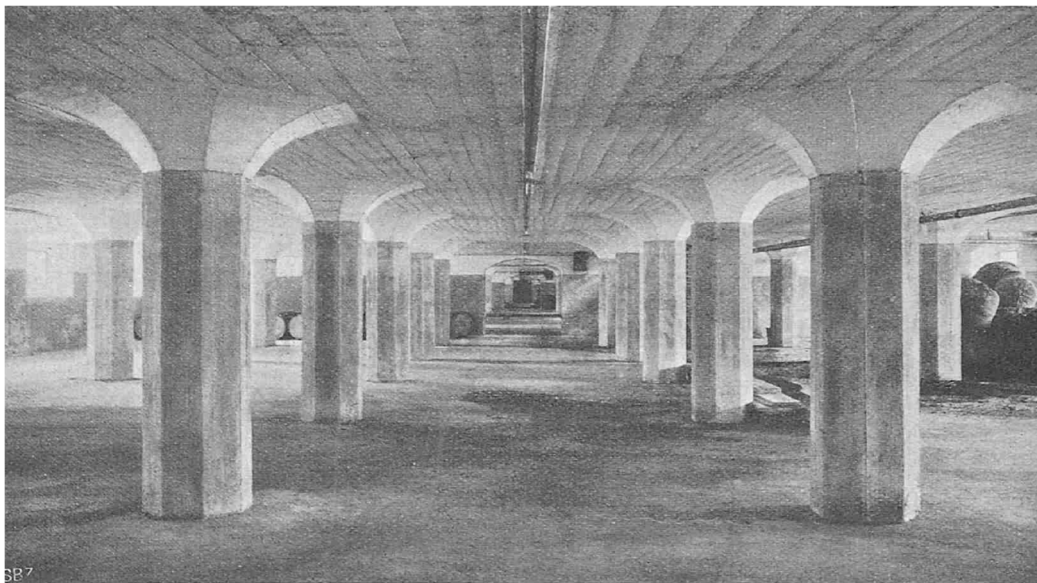
En 1850, Kirchhoff a clos le long débat sur la théorie des dalles élastiques minces. Ensuite le problème des dalles à appui ponctuel a été abordé pour la première fois dans le cadre du dimensionnement des dalles de couverture de chaudière pour les machines à vapeur. En 1872, Lavoine a considéré une dalle uniformément sollicitée, de dimensions infinies, avec un plan présentant une surface d'appui rectangulaire ; il a appliqué une approche basée sur les séries de Fourier, en supposant que les réactions de la surface d'appui étaient uniformément réparties sur de petites surfaces carrées et a négligé l'effet Poisson. En 1878, Grashof a traité ce même problème avec une approximation polynomiale de la fonction de flexion. Il a pris en compte l'effet Poisson, mais n'a pas pu satisfaire à certaines conditions aux bords, comme l'a constaté Hruban en 1921.

Maillart connaissait l'approche de Grashof, mais il la considérait comme inutilisable pour ses objectifs, car elle se limitait à des charges uniformément réparties et négligeait l'effet de renforcement des colonnes et des têtes de colonnes (têtes en béton). L'absence de théorie fiable pour les planchers-dalles a entraîné des différences considérables dans les taux d'armature entre les différents systèmes concurrents, comme l'a constaté MacMillan en 1910. Sur la base de simples considérations d'équilibre, Nichols a conclu en 1914 que la plupart des systèmes ne présentaient pas une armature suffisante.

Une théorie complète pour les planchers-dalles a été élaborée par Westergaard et Slater en 1921. En utilisant la méthode des différences finies, ils ont traité différents cas de charge, discuté de l'effet de raidissement des colonnes et des renforts de tête de colonnes et comparé leur théorie aux données expérimentales disponibles.

En Allemagne, il fut d'abord impossible de construire des planchers-dalles, car il n'existait pas de théorie reconnue pour le dimensionnement et parce que chaque calcul technique en matière de construction devait être contrôlé par les autorités, comme l'a relevé Mayer en 1912. Enfin, des exigences ont été fixées, selon Mörsch en 1926, pour la construction de planchers-dalles, lesquelles stipulaient que les moments devaient être déterminés soit selon les théories de Lewe (1920, 1922), soit selon celles de Marcus (1924). L'application d'une procédure-cadre alternative a également été autorisée à titre de solution plus simple. L'approche de Lewe était similaire à l'analyse de Lavoine (1872) ; elle traitait plusieurs cas de charge et tenait compte de l'effet Poisson. Tout comme Westergaard et Slater (1921), Marcus a utilisé les différences finies et a pris en compte un grand nombre de charges et de conditions géométriques aux bords.

Maillart a profité du fait qu'il n'y avait pas de réglementation stricte en Suisse. Depuis sa première application, l'entrepôt Giesshübel à Zurich (Ill. 1), jusqu'à la dernière, la draperie Gugelmann à Langenthal, il a pu construire un grand nombre de planchers-dalles. Toutes ces dalles ont été créées selon sa méthode de dimensionnement de 1909, basée sur ses essais, voir Ill. 2, voir aussi ses publications sur ce sujet en 1926 et 1932.



Ill. 1 : Plafonds en forme de champignon supportant 2000 kg/m<sup>2</sup>, dans l'entrepôt Giesshübel de la société d'entreposage de Zurich

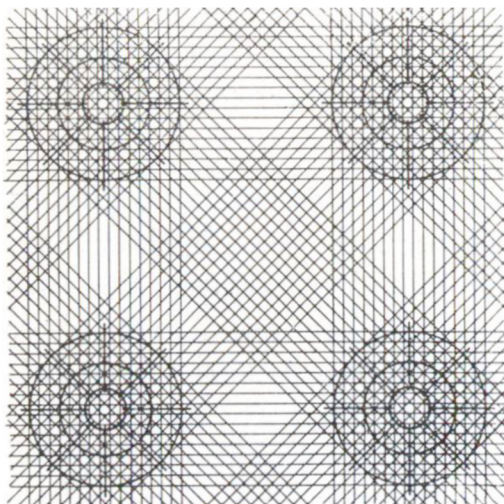
En 1916, Kaufmann rapporte que la société Züblin a été la première entreprise en Allemagne à réaliser certains plafonds en forme de champignon pour des entrepôts en 1913 dans le port rhénan de Strasbourg sur lesquels ont été effectuées des charges d'essai et ont été mesurées les flèches considérées comme critiques.



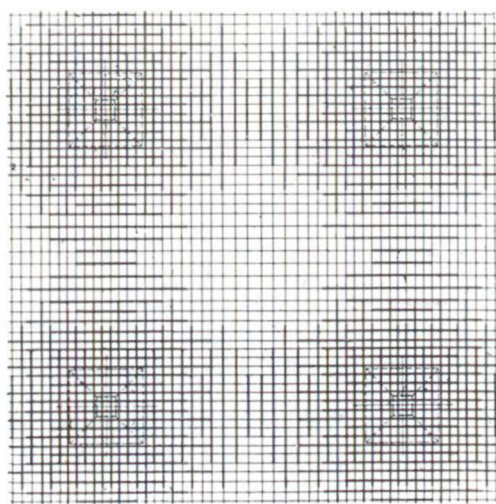
III. 2 : Premiers essais de plafonds sans poutres vers 1908

La construction avec des planchers-dalles de Turner aux États-Unis, datant de 1909, représente une avancée clé dans l'histoire de la construction en béton. Pour la première fois, des dalles de béton ont été construites sans poutres, soutenues uniquement par des colonnes. Le mode de construction en béton avait trouvé une nouvelle forme dont le succès se poursuit encore aujourd'hui. En Europe, c'est Robert Maillart qui a fait avancer le mode de construction avec planchers-dalles. Contrairement à Turner, qui a utilisé une quadruple armature (III. 3a), Maillart n'a placé une armature que dans deux directions perpendiculaires (III. 3b).

a)



b)



III. 3 : Disposition des armatures de la dalle : a) quadruple armature selon Turner et b) deux directions perpendiculaires selon Maillart



## **Théorie des dalles plastiques**

Le développement de la théorie de la limite de charge appliquée aux structures porteuses semble avoir débuté avec les travaux de Kazinczy (1914) et Kist (1917) sur des poutres plastiques statiquement indéterminées. L'évolution progressive de la théorie de la plasticité a fourni une base solide à la théorie concernant la limite de charge des structures plastiques. La théorie simplifiée de la capacité limite de charge des dalles développée par Johansen (1931) et Gwosdew (1938) ainsi que les travaux expérimentaux et théoriques sur les structures porteuses plastiques à cadre du groupe de Baker (1949) représentent quelques étapes importantes dans l'évolution de la théorie de la capacité limite de charge en ingénierie. La théorie unifiée du calcul et du dimensionnement de la capacité limite a été formulée par Prager en 1956, indépendamment de la voie heuristique de Gwosdew (1938). En 1962, Sawczuk et Jäger ont rédigé une présentation complète des bases concernant les valeurs limites supérieures (théorie des articulations fluides) et inférieures (champs de moments) de la capacité de charge des dalles et les ont comparées avec les résultats d'essais réalisés sur des dalles en béton armé.

En 1975, Hillerborg a montré avec sa « méthode des bandes » que le traitement des dalles en tant qu'ensembles de poutres perpendiculaires les unes aux autres constitue une application du théorème de la limite inférieure de la théorie de la plasticité, et que la répartition de la charge entre les deux peut être choisie librement et différemment en tout point de la dalle. Par nature, la méthode des bandes convient d'abord au traitement des dalles linéaires ou surfaciques à charge répartie. En 1981, Marti a montré que l'utilisation de champs de moment de torsion discontinus dans les planchers-dalles permettait de traiter les charges isolées et les appuis ponctuels. En 1984, Nielsen a élargi la méthode des bandes afin de prendre en compte les charges concentrées et les appuis ponctuels. La taille des sections agissant sur un élément de dalle avec une contrainte normale peuvent être enregistrées à l'aide d'un modèle sandwich présenté par Marti en 1990. Dans le sens d'une solution équilibrée, les moments de flexion et de torsion ainsi que les éventuelles forces membranaires sont attribués aux couvercles sandwich, tandis que le cœur du sandwich absorbe l'effort tranchant.

En Suisse, les « méthodes de dimensionnement plastique » ont été introduites par Thürlimann et Ziegler en 1963 et le « calcul plastique des dalles » par Thürlimann en 1974. L'« application de la théorie de la plasticité au béton armé » a été introduite en 1983 par Thürlimann, Marti et al. et le « comportement structurel du béton armé » en 1999 par Marti et al. dans les cours de formation continue pour ingénieurs civils à l'EPF de Zurich.

## **Poinçonnement**

Les contraintes de cisaillement élevées qui apparaissent au niveau des colonnes et des transmissions d'efforts comparables peuvent entraîner une défaillance brutale due au poinçonnement en l'absence d'étriers d'armature. Ce comportement ne peut être appréhendé que de manière limitée par des modèles théoriques de plasticité en raison de la variabilité du processus de rupture. Les essais montrent que la résistance au poinçonnement dépend de nombreux paramètres, notamment de la résistance à la traction et à la compression du béton, du taux d'armature et de la conception de l'armature. Les prescriptions de dimensionnement des normes courantes sont basées sur des liaisons (semi-)empiriques, calibrées sur des essais. Dans ces cas-là, on définit généralement un périmètre de référence à une certaine distance du bord de la colonne et on exprime la résistance au

poinçonnement comme étant le produit de ce périmètre par la hauteur statique de la dalle et une résistance au cisaillement qui dépend de la rotation.

Dans le cadre d'une discussion sur le dimensionnement correct des « pieds de colonnes en béton armé », Henkel fait appel en 1916 à des essais (de poinçonnement) américains datant des années 1909 à 1912, publiés en 1913 par Talbot et réalisés au centre d'essais de l'université de l'Illinois sur différentes fondations armées et non armées, pour étayer sa méthode de dimensionnement.

Des recherches approfondies ont été menées, entre autres, par Kinnunen et Nylander en 1960. Ils ont conçu leurs essais de manière à ce que tous les principaux paramètres puissent y être intégrés et qu'une théorie d'ensemble puisse ainsi être établie, contrairement aux directives de dimensionnement globales issues jusqu'ici des essais (qui n'avaient de valeur que dans les cas similaires à ces mêmes essais). Cette théorie a également influencé les règles de dimensionnement au poinçonnement dans la norme SIA 162:1968.

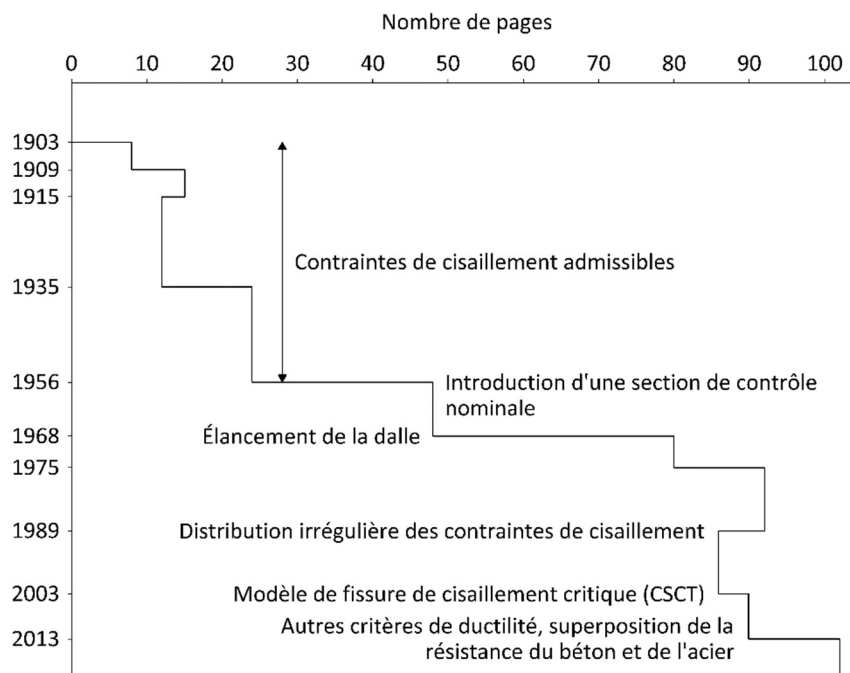
En 1961, Moe a choisi comme section critique le périmètre des colonnes. Les charges de rupture ou les contraintes de cisaillement calculées se rapportent à celle-ci. La charge de poinçonnement dépend de l'effort que le plancher-dalle peut supporter en flexion. Il propose comme charge de poinçonnement une liaison obtenue de manière semi-empirique. Les sections de colonnes qui s'écartent du carré doivent être remplacées par des carrés de même périmètre.

A l'EPFL, sous la direction de Muttoni, un modèle porteur semi-mécanique a été obtenu sur la base de dix essais de poinçonnement sur des dalles en béton armé et publié en 2003 et 2008. Dans ce contexte, la résistance au poinçonnement se définit comme une fonction de la rotation radiale  $\psi$  de la dalle au bord de la colonne. Pour calculer la rotation limite  $\psi$ , on utilise le critère de rupture obtenu empiriquement en 1991 par Muttoni et Schwartz, lequel est également utilisé pour la méthode de calcul dans SIA 262:2003 et SIA 262:2013. Bien que le poinçonnement soit une rupture par cisaillement, la rotation de la dalle et donc la flexion juste avant la rupture sont principalement déterminées par le comportement de la dalle en flexion.

### **Évolution des normes en Suisse**

Les normes suisses en matière de systèmes porteurs sont reconnues au niveau international pour leur rôle précurseur, pour leur formulation concise des principes essentiels et leur caractère général ainsi que pour avoir permis des innovations et des divergences. L'article SIA 262 0.4.1 en est un exemple significatif : « Des exceptions à la présente norme sont acceptées si elles sont suffisamment étayées par la théorie ou des essais ou encore si de nouveaux développements ou connaissances les justifient ».

La norme actuelle représente l'étape la plus récente d'une tradition de plus d'un siècle, au cours de laquelle des nouveautés sont apparues régulièrement, voir SIA (1994) ou III. 4.



III. 4 : Normes suisses « Constructions en béton » depuis 1903 ; présentation remaniée et complétée provenant de la documentation SIA D0182.

L'actuelle SIA 262:2013 est une révision de la SIA 262:2003, qui constituait une réponse au besoin d'harmonisation des normes européennes. Mais elle représente également une tentative de concilier cette exigence d'harmonisation avec la tradition suisse et ses avantages.

### 1.3 Désignations

$a$	Dimensions équivalentes de la colonne
$a_2$	Distance tangentielle entre les goujons de la deuxième rangée
$a_{corbeille}$	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)
$a_p$	Surface de la section de l'acier de précontrainte
$a_s$	Aire de la section d'armature de flexion
$A_{sw}$	Aire de la section d'armature de poinçonnement
$A_{sx}, A_{sy}$	Aire de la section 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 de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle
$b_{srx}, b_{sry}$	Limite supérieure de la largeur représentative de la bande d'appui des planchers-dalles dans la direction perpendiculaire 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 en acier
$c_{eff}$	Dimensions de la tête en acier 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 granulat
$d_p$	Hauteur statique de l'acier de précontrainte
$d_{v0}$	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
$e_u$	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
$f_{bd,red}$	Valeur de calcul réduite de la contrainte d'adhérence pour les goujons lisses à double tête
$f_{cd}$	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
$f_{pd}$	Valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier de précontrainte
$f_{pk}$	Valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'acier de précontrainte

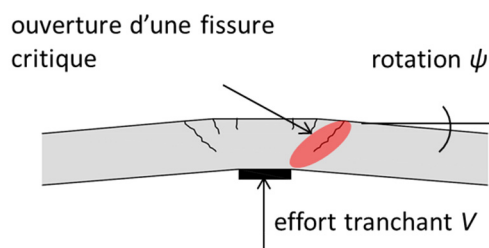
$f_{sd}$	Valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'armature
$h$	Epaisseur de dalle
$h_A$	Affaissement des colonnes
$h_p$	Hauteur de tête en acier
$h_{zp}$	Position en hauteur de la tête en acier
$\eta_{fc}$	Facteur de correction pour la prise en compte du comportement plus fragile des bétons à résistance élevée
$\eta_t$	Facteur de correction pour les résistances du béton pour la prise en compte de la durée des actions et de l'âge du béton
$I$	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
$k_{e1}$	Coefficient de prise en compte de la répartition inégale des contraintes de cisaillement le long de la section de contrôle extérieure
$k_g$	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
$M_d$	Valeur de calcul du moment d'encastrement résultant de la colonne
$m_{Dd}$	Valeur de calcul du moment de décompression
$m_{sd,x}, m_{sd,y}$	Valeur de calcul de la valeur moyenne des moments de flexion dans la bande d'appui avec prise en compte du moment de torsion de la dalle
$m_{Rd,x}, m_{Rd,y}$	Valeur de calcul de la valeur moyenne de la résistance à la flexion dans la bande d'appui
$M_{xd}, M_{yd}$	Valeur de calcul des moments d'encastrement des colonnes autour de l'axe x ou y
$n_d$	Valeur de calcul de l'effort normal de la dalle agissant sur la surface d'appui
$n_R$	Nombre de barres à goujons à double tête
$\rho_x, \rho_y$	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 de moment nul en direction x resp. y
$\rho_w$	Taux des armatures de poinçonnement des paniers
$\rho_d$	Valeur de calcul de la force de précontrainte
$q_d$	Charge utile répartie
$s$	Espacement des barres d'armature
$s_x, s_y$	Distance entre les barres de l'armature de poinçonnement dans la direction x ou y
$s_0$	Distance de la première unité d'armature de poinçonnement au bord de la surface d'appui
$s_1$	Espacement radial des unités d'armature de poinçonnement
$\sigma_{sd}$	Valeur de calcul des contraintes subies par l'acier dans l'armature de poinçonnement
$\sigma_{Bd}$	Valeur de calcul de la réaction du sol
$\sigma_{p0}, \sigma_{p\infty}$	Contrainte dans l'acier de précontrainte à l'instant $t = 0$ ou après déduction de toutes les pertes ( $t = \infty$ )

$\tau_{cd}$	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 de l'armature de poinçonnement
$u_2$	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 l'effort tranchant par unité de longueur
$V_d$	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 de poinçonnement
$V_{Rd,c0}$	Valeur de calcul de la résistance au poinçonnement du béton au niveau 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
$\emptyset_{sw}$	Diamètre des barres de l'armature de poinçonnement

## 2 Dimensionnement selon la norme SIA 262:2013

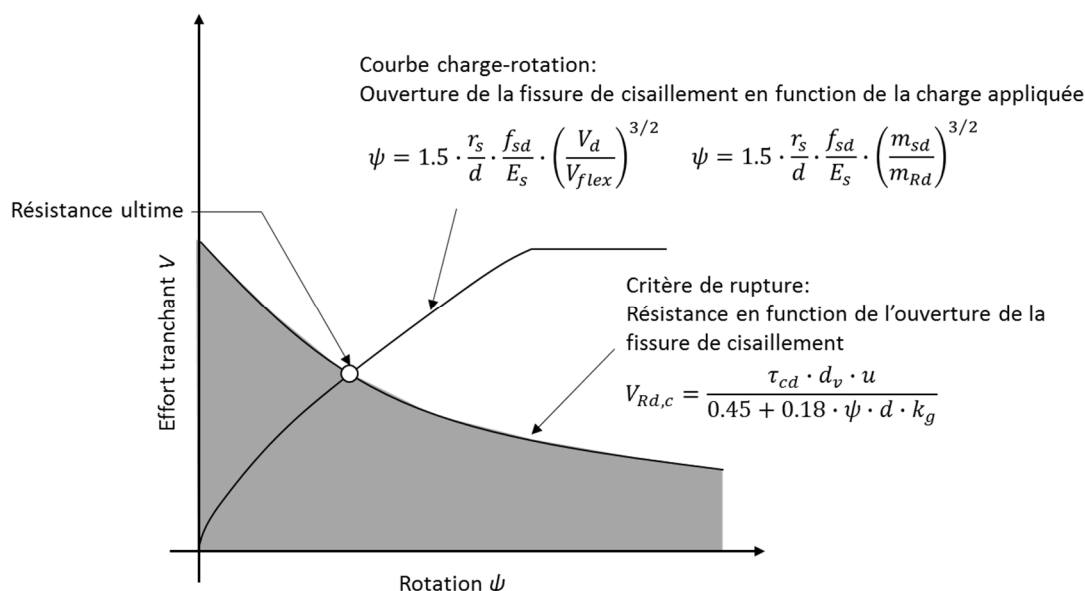
### 2.1 Le modèle de dimensionnement suisse

Le modèle de dimensionnement de la norme SIA 262:2013 repose sur la théorie dite de la fissure de cisaillement critique. Cette théorie a été développée par le Dr A. Muttoni, professeur à l'École 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 des surfaces d'appui ponctuelles ou à des efforts isolés. Si la taille de la fissure de cisaillement critique augmente, l'effort tranchant transmis dans la section de contrôle diminue.



Ill. 5 : Modèle de fissure de cisaillement critique

Selon le modèle, la transmission de l'effort tranchant s'effectue en principe par l'intermédiaire de la denture de la fissure (aggregate interlock) dans la fissure de cisaillement et au moyen d'une diagonale de compression inclinée dans la zone de compression en flexion. Selon le modèle, comme la résistance dépend de la déformation, il est essentiel de déterminer le comportement 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.



Ill. 6 : Diagramme de rotation de l'effort tranchant pour une dalle sans armature de poinçonnement

### Poinçonnement sans armature de poinçonnement

Le diagramme montre d'abord le comportement de la dalle à la déformation. Si les actions augmentent, les rotations n'augmentent pas de manière proportionnelle. Dans la norme, ceci est représenté par l'équation (59) dans laquelle  $m_{sd}$  prend en compte les actions en fonction de  $V_d$ .

$$\psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (1)$$

$r_s$  étant la distance entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans la direction radiale,  $d$  la hauteur statique moyenne,  $f_{sd}$  la valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'armature de flexion,  $E_s$  le module d'élasticité de l'armature de flexion,  $m_{sd}$  la valeur de calcul des moments de flexion moyens dans la bande d'appui et  $m_{Rd}$  la valeur de calcul de la résistance moyenne à la flexion dans la bande d'appui.

La deuxième courbe représente ce qu'on appelle le critère de rupture pour les dalles sans armature de poinçonnement, lequel critère montre que la résistance diminue en cas d'augmentation de la rotation et proportionnellement de la taille de la fissure de cisaillement. Ceci est mis en évidence dans la norme SIA 262:2013 à l'aide des équations (57) & (58) :

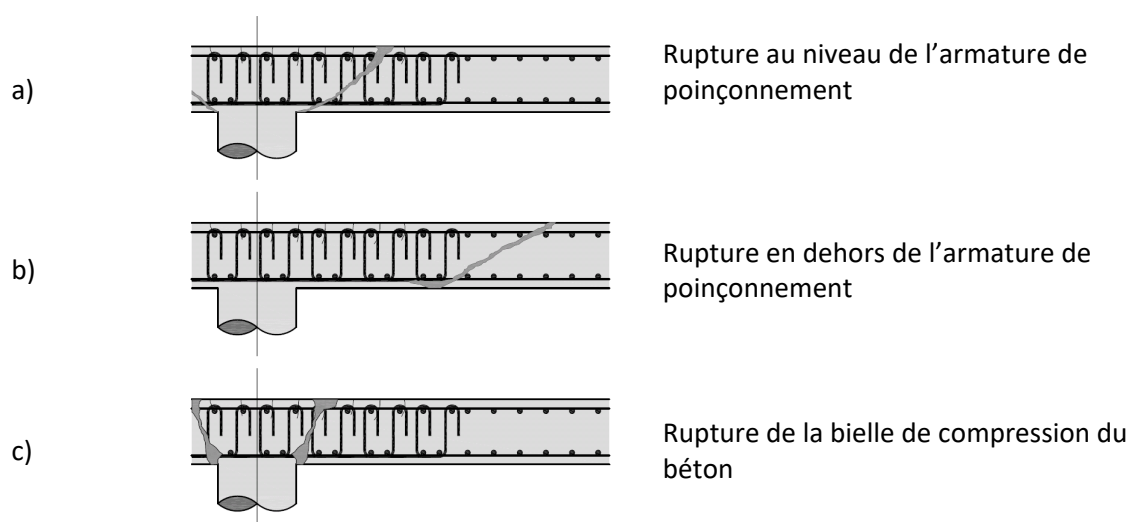
$$V_{Rd,c} = \frac{\tau_{cd} \cdot d_v \cdot u}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

$\tau_{cd}$  étant la valeur de calcul de la limite de contrainte de cisaillement,  $d_v$  la hauteur statique effective pour la reprise de l'effort tranchant,  $u$  le périmètre de la section de contrôle,  $\psi$  la rotation de la dalle,  $d$  la hauteur statique et  $k_g$  le coefficient de prise en compte du grain le plus gros du granulat.

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

### Poinçonnement avec armature de poinçonnement

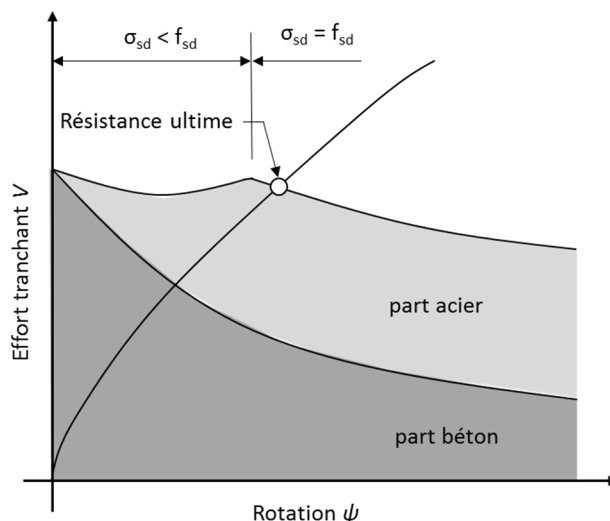
Sur les dalles avec armature de poinçonnement, la mise en évidence du poinçonnement est un peu plus complexe, car trois mécanismes de défaillance différents sont à prendre en compte.



Ill. 7 : Mécanismes de défaillance pour les dalles avec armature de poinçonnement : a) rupture à l'intérieur de la zone de poinçonnement armée, b) rupture à l'extérieur de la zone de poinçonnement armée et c) rupture de la bielle de compression du béton au bord de la colonne



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



III. 8 : Diagramme de rotation de l'effort tranchant pour la mise en évidence de la résistance dans la zone de poinçonnement armée

L'alliance de ces deux éléments peut être formulée de la manière suivante

$$V_{Rd,cs} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (3)$$

$V_{Rd,c}$  étant la résistance ultime selon l'équation (2) et  $V_{Rd,s}$  étant obtenu à partir de

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta \quad (4)$$

$\Sigma A_{sw}$  étant la surface de section de l'armature de poinçonnement située entre  $0.35d_v$  et  $1.0d_v$  à partir du bord de la surface d'appui,  $k_e$  le coefficient de prise en compte de la répartition de l'effort tranchant le long de la section de contrôle,  $\sigma_{sd}$  la valeur de calcul de la contrainte dans l'armature de poinçonnement et  $\beta$  l'angle entre le plan médian de la dalle et la direction de l'armature de poinçonnement.

La valeur de calcul des contraintes est obtenue à partir de

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) \leq f_{sd} \quad (5)$$

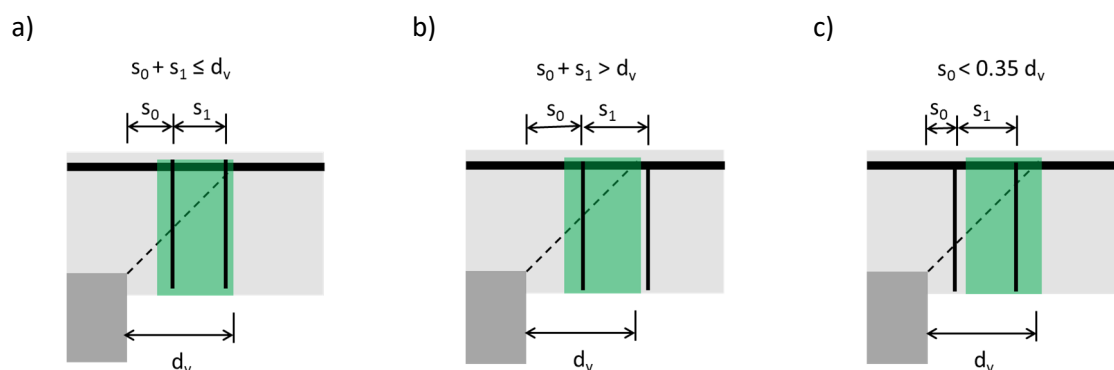
$E_s$  étant le module d'élasticité de l'armature,  $\psi$  la rotation de la dalle,  $f_{bd}$  la valeur de calcul de la contrainte d'adhérence,  $f_{sd}$  la valeur de calcul de la limite d'écoulement,  $d$  la hauteur statique et  $\phi_{sw}$  le diamètre de l'armature de poinçonnement.

Il convient de noter que, bien que l'équation (4) tienne compte de l'angle entre le plan médian de la dalle et la direction de l'armature de poinçonnement, l'équation (5) n'est valable que pour les armatures de poinçonnement installées verticalement. Dans le cas d'une armature de poinçonnement inclinée, les contraintes de l'acier peuvent être estimées en partant de l'hypothèse suivante :

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi \cdot \cos(\beta - \pi/4) \cdot \sin(\beta)}{4} \cdot \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw} \cdot \sin \beta} \right) \leq f_{sd} \quad (6)$$

$E_s$  étant le module d'élasticité de l'armature,  $\psi$  la rotation de la dalle,  $\beta$  l'angle entre le plan médian de la dalle et la direction des barres de l'armature de poinçonnement,  $f_{bd}$  la valeur de calcul de la contrainte d'adhérence,  $f_{sd}$  la valeur de calcul de la limite d'écoulement  $d$  la hauteur statique et  $\phi_{sw}$  le diamètre de l'armature de poinçonnement.

En outre, il faut tenir compte de ce qui suit en ce qui concerne la surface de la section de l'armature de poinçonnement  $\Sigma A_{sw}$  à prendre en considération. Selon la norme, la surface de la section de l'armature de poinçonnement peut être prise en compte dans le dimensionnement entre  $0.35d_v$  et  $1.0d_v$  à partir du bord de la surface d'appui. Cela signifie en principe que chaque étrier ou goujon à double tête qui se trouve dans cette zone peut être pris en compte. Inversement, cela signifie également que les étriers ou les goujons à double tête qui ne se trouvent plus dans cette zone ne doivent pas être pris en compte. Cette considération numérique a donc pour conséquence que la résistance ultime est très différente si un goujon se trouve juste à l'intérieur ou juste à l'extérieur de la limite. Cela ne concerne pas seulement le dimensionnement, mais aussi la mise en œuvre. Si, par exemple, une série d'armatures de poinçonnement a été prise en compte dans le dimensionnement, elle doit alors également se situer dans cette plage lors de la mise en œuvre, ce qui ne peut pas être facilement garanti dans tous les cas. III. 9 indique les risques potentiels lors de la mise en œuvre. Si deux rangées de goujons sont prises en compte dans le dimensionnement (III. 9a), elles doivent également être installées sur le chantier dans la zone située entre  $0.35d_v$  et  $1.0d_v$  (zone marquée en vert sur III. 9), plus la plage de tolérance normative de 10 mm de chaque côté. Toutefois si le deuxième goujon est installé trop loin (III. 9b) ou le premier goujon trop près de la surface d'appui (III. 9c), la mise en œuvre ne correspond plus au dimensionnement. Il en résulte une résistance ultime calculée nettement plus faible.



III. 9 : Étude précise de l'armature de poinçonnement à prendre en compte

Au lieu d'une étude précise, il est donc recommandé de travailler avec un taux d'armature de poinçonnement moyen, comme cela est souvent le cas pour d'autres normes et travaux scientifiques. Certes, cela conduit habituellement à des résultats plus prudents, mais cela permet une plus grande tolérance pour la mise en œuvre.

Pour les paniers DURA, l'armature de poinçonnement à prendre en compte peut donc être déterminée à partir du taux d'armature de poinçonnement. Pour une colonne de section rectangulaire, la surface d'armature de poinçonnement s'obtient par l'équation

$$A_{sw} = \left[ 2 \cdot (a_x + a_y) + 2 \cdot \left( 0.35 + \frac{0.75}{2} \right) \cdot d_v \cdot \pi \right] \cdot 0.65 d_{v0} \cdot \rho_w \quad (7)$$

$a_x$  et  $a_y$  étant les dimensions des colonnes,  $d_v$  la hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant et  $\rho_w$  le taux d'armature de poinçonnement.

Le taux d'armature de poinçonnement s'obtient à partir du diamètre  $\phi_{sw}$  des étriers et de leur pas  $s_x$  ou  $s_y$ .

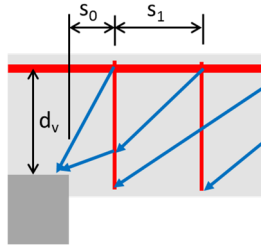
$$\rho_w = \frac{\phi_{sw}^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1}{s_x \cdot s_y} \quad (8)$$

Avec les goujons à double tête pour lesquels il n'y a pas de répartition uniforme de l'armature de poinçonnement, la part à prendre en compte peut être calculée à partir de la distance entre le bord de la surface d'appui et le premier goujon  $s_0$  et de la distance entre le premier et le deuxième goujon  $s_1$ . Il en résulte donc pour la surface d'armature de poinçonnement :

$$A_{sw} = n_r \cdot \frac{\pi}{4} \phi_{sw}^2 \cdot \frac{d_v}{s_0 + 0.5s_1} \quad (9)$$

$n_r$  étant le nombre de barres,  $\phi_{sw}$  le diamètre des goujons,  $d_v$  la hauteur statique effective pour la reprise de l'effort tranchant,  $s_0$  la distance entre le bord de la surface d'appui et le premier goujon et  $s_1$  la distance entre le premier et le deuxième goujon.

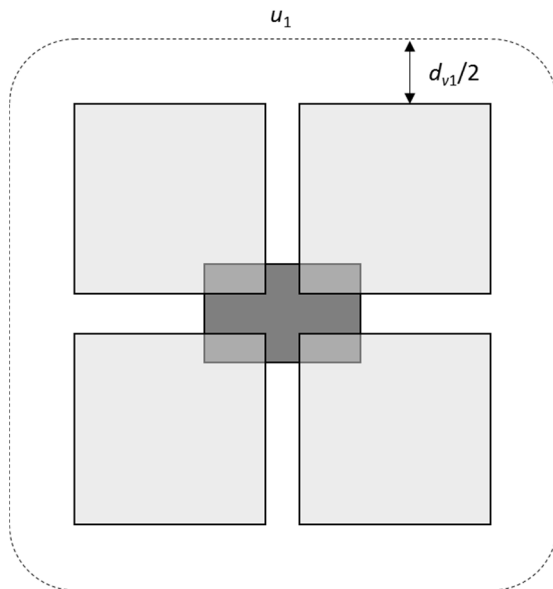
Cette approche repose sur l'hypothèse qu'une partie de l'effort dans le deuxième goujon va directement à la colonne et qu'une partie est retenue par adhérence par le premier goujon. Plus le deuxième goujon est proche de la colonne, plus l'effort exercé directement sur la colonne est important et plus le deuxième goujon est éloigné du bord de la colonne, plus l'effort exercé sur le premier goujon est important. C'est pourquoi, dans cette méthode, la part de la résistance ou la surface de la section de l'armature de poinçonnement prise en compte dépend de l'espacement des goujons.



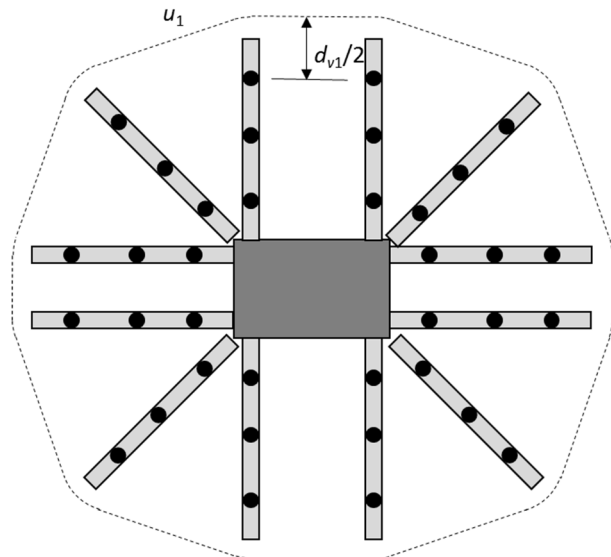
III. 10 : Répartition des forces pour les deux premières rangées de goujons

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 alors en dehors de la zone avec armature de poinçonnement et, par conséquent, elle est un peu plus grande. Cependant, comme l'armature de poinçonnement est installée à une certaine hauteur, il faut également tenir compte de la hauteur modifiée  $d_{v1}$  efficace pour la reprise de l'effort tranchant.

a)



b)



III. 11 : Section de contrôle extérieure pour a) paniers d'étriers et b) goujons à double tête

La résistance liée à la rotation de la dalle s'obtient pour le contrôle extérieur grâce à :

$$V_{Rd,c,out} = \frac{\tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot u_1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot u_1 \quad (10)$$

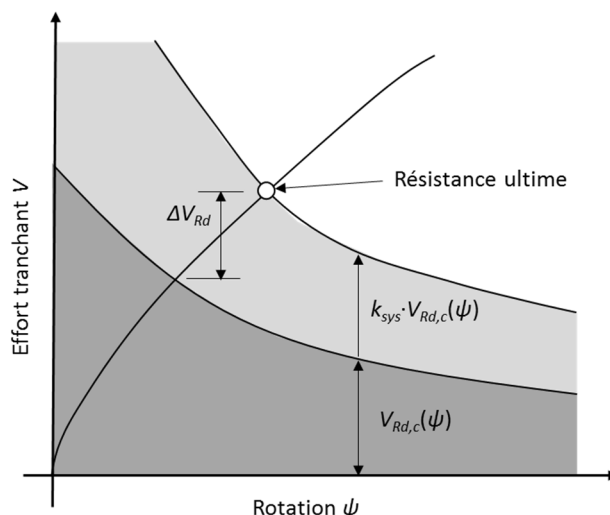
$\tau_{cd}$  étant la valeur de calcul de la limite de contrainte de cisaillement,  $d_{v1}$  la hauteur statique nécessaire à la reprise de l'effort tranchant au niveau de la section de contrôle extérieure,  $u_1$  le périmètre de la section de contrôle extérieure,  $\psi$  la rotation de la dalle,  $d$  la hauteur statique et  $k_g$  un coefficient de prise en compte du plus gros grain du granulat.

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 par le facteur  $k_{sys}$ . Conformément à la norme, la valeur  $k_{sys} = 2.0$  est représentée comme dans l'équation (69) de la norme SIA 262:2013. Cependant ce coefficient peut être augmenté s'il existe une expertise basée sur des tests démontrant que le niveau de sécurité atteint est le même que pour des dalles sans armature de poinçonnement.

$$V_{Rd} = k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (11)$$

$\tau_{cd}$  étant la valeur de calcul de la limite de contrainte de cisaillement,  $d_v$  la hauteur statique nécessaire à la reprise de l'effort tranchant et  $u$  le périmètre de la section de contrôle.

De plus il convient d'indiquer que le critère de rupture est augmenté du coefficient  $k_{sys}$ , mais pas 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  $(k_{sys}-1) \cdot V_{Rd,c}(\psi)$ .



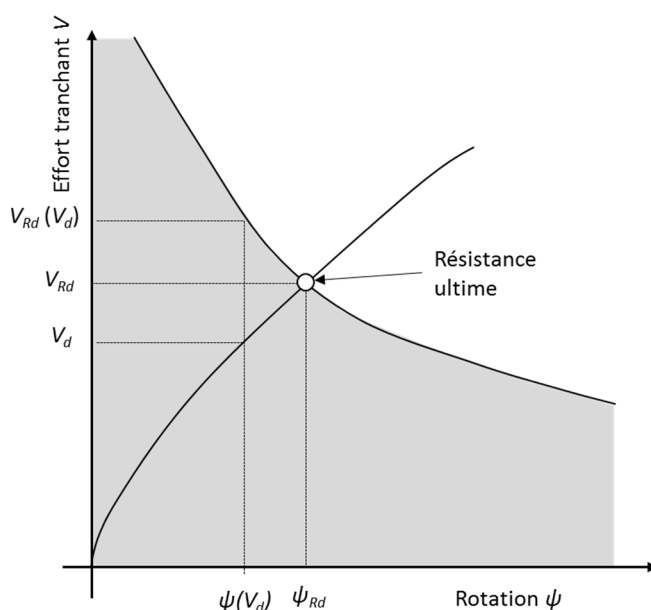
Ill. 12 : Diagramme de rotation de l'effort tranchant pour la vérification de la résistance de la bielle de compression du béton

## 2.2 Résistance à la rupture et rotation à la rupture

Pour comprendre les équations de la norme SIA 262:2013 concernant le poinçonnement, il est important d'identifier certaines valeurs et les relations entre elles. Cependant certaines valeurs ne sont pas décrites avec précision dans la norme, c'est pourquoi nous introduisons ici les notions ci-dessous, telles que la charge de dimensionnement  $V_d$ , la rotation fictive  $\psi(V_d)$ , la résistance ultime fictive  $V_{Rd}(V_d)$ , la résistance à la rupture  $V_{Rd}$  et la rotation à la rupture  $\psi_R$ . L'effort tranchant de dimensionnement  $V_d$  est considéré comme les actions pour lesquelles la dalle est dimensionnée. La rotation fictive est la valeur obtenue en déterminant la rotation selon l'équation (59) de la norme SIA 262:2013. Dans ce cas, le calcul de  $m_{sd}$  s'effectue au même niveau d'action que l'effort de dimensionnement  $V_d$ . Pour le degré d'approximation 2, selon la norme SIA 262:2013, 4.3.6.4.7, l'effort de dimensionnement  $V_d$  est utilisé pour déterminer  $m_{sd}$ . Pour le dimensionnement avec un degré d'approximation 3, les valeurs  $m_{sd}$  et  $V_d$  correspondent à une certaine situation d'action ( $g_d +$

$q_d$ ). Par conséquent, si les actions  $g_d + q_d$  gagnaient en intensité,  $m_{sd}$  et  $V_d$  augmenteraient (dans le cas d'un calcul linéaire-élastique) dans la même proportion.

Pour chaque situation d'action ( $g_d+q_d, V_d, m_{sd}$ ), l'équation (1) permet de déterminer une rotation fictive. Selon la théorie, cette rotation se produit si la dalle subit une charge exactement égale à la charge de dimensionnement  $V_d$  (ou  $g_d + q_d$ ). Mais cette rotation ne dit rien sur la capacité de rotation réelle de la dalle. C'est pourquoi il n'y a théoriquement pas beaucoup de sens à utiliser cette valeur pour respecter les critères de déformation. Pour vérifier la sécurité structurale, une résistance ultime fictive est calculée à partir de cette rotation fictive. Cette résistance ultime fictive doit être supérieure à l'effort de dimensionnement  $V_d$  pour satisfaire à la vérification de la sécurité structurale. Toutefois, tout comme la rotation fictive, la résistance ultime fictive ne renseigne en rien sur capacité portante réelle de la dalle.



III. 13 : Définition de la rotation à la rupture

La capacité portante et la capacité de rotation réelles résultent de la charge de rupture et de la rotation à la rupture. C'est pourquoi, par exemple, ces valeurs sont calculées et indiquées dans les modules de dimensionnement DURA et HDB. Pour ce calcul, il est toutefois nécessaire de procéder de manière itérative, car ces valeurs sont obtenues si l'effort tranchant pour déterminer la rotation est égal à la résistance ultime. C'est la charge et la rotation correspondante que l'on obtient en théorie en sollicitant progressivement la dalle jusqu'à ce que la colonne la traverse de part en part. C'est pourquoi ces valeurs sont appelées résistance à la rupture  $V_{Rd}$  et rotation à la rupture  $\psi_R$  dans le présent document.

### 2.3 Largeur de la bande d'appui

Le calcul de la rotation, la résistance à la flexion ainsi que les moments de flexion – pour le degré d'approximation 3 – se rapportent à la bande d'appui. La largeur de la bande d'appui est définie selon la norme SIA 262:2013 en fonction des distances entre l'axe des colonnes et le point de moment nul. Selon l'équation (60) de la SIA 262:2013, la largeur de la bande d'appui est la suivante

$$b_s = 1.5\sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \leq l_{min} \quad (12)$$

$r_{sx}$  et  $r_{sy}$  étant les distances entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans les directions x et y et  $l_{min}$  étant la portée la plus faible.

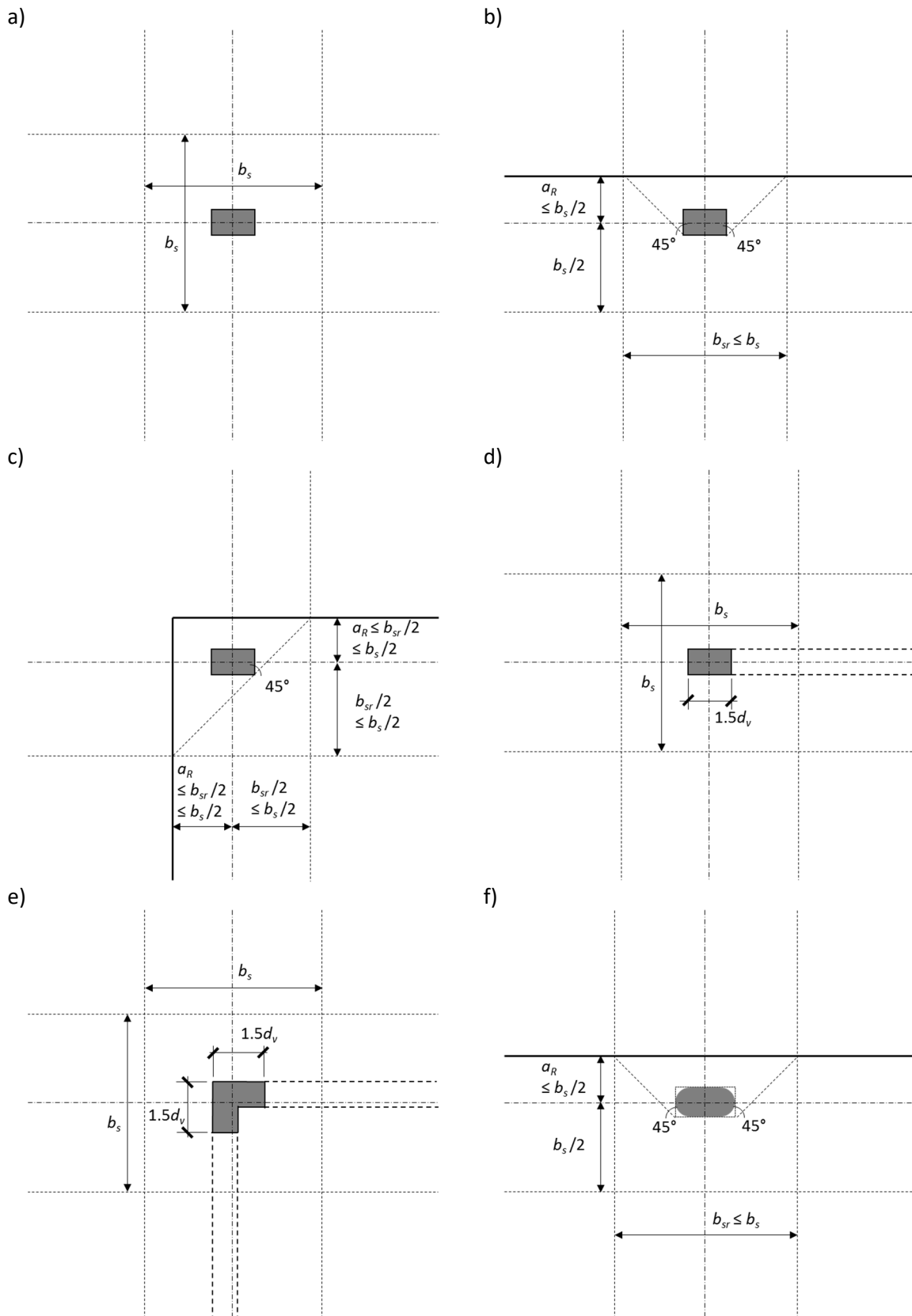
Pour le degré d'approximation 2,  $r_{sx}$  et  $r_{sy}$  sont déterminés à l'aide des portées les plus grandes, il n'existe donc que deux valeurs. Au degré d'approximation 3, il est recommandé de considérer les distances entre l'axe de la colonne et le point zéro des moments dans les quatre directions. Ainsi la largeur de la bande d'appui dans ce cas atteint

$$b_s = 1.5^4\sqrt{r_{sx1} \cdot r_{sx2} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}} \leq l_{min} \quad (13)$$

$r_{sx}$  et  $r_{sy}$  étant les distances entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans les directions x et y et  $l_{min}$  étant la portée la plus faible.

Pour les colonnes de bord et les colonnes d'angle, la largeur maximale de la bande d'appui est limitée dans les deux sens par le bord de la dalle. Alors que la largeur de la bande d'appui parallèle au bord est manifestement limitée par le bord, la largeur de la bande d'appui perpendiculaire au bord est limitée au moyen d'un angle de diffusion de 45°. L'Ill. 14 indique la largeur de la bande d'appui et les limites concernant les différentes dispositions de la surface d'appui.

La norme SIA 262:2013 ne donne pas d'indications pour la disposition en bordure des colonnes rondes ou ovales. Dans ce genre de cas, il est recommandé de déterminer la largeur de la bande d'appui à l'aide d'un rectangle englobant (Ill. 14f).



III. 14 : Définition des bandes d'appui pour (a) les colonnes intérieures, b) les colonnes de bord, c) les colonnes d'angle, d) les extrémités de murs, e) les angles de murs et f) les colonnes de bord ovales



## 2.4 Degrés d'approximation

La SIA 262:2013 connaît trois degrés d'approximation pour le dimensionnement au poinçonnement. Dans ce contexte, le degré d'approximation 1 est destiné au prédimensionnement, le degré d'approximation 2 au dimensionnement des planchers-dalles avec colonnes à espacement régulier ( $0.5 \leq l_x/l_y \leq 2.0$ ) et le degré d'approximation 3 à tous les autres cas.

### Degré d'approximation 1

Pour le degré d'approximation 1, le rapport  $m_{sd}/m_{Rd}$  est fixé à 1.0 et la distance radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans le sens radial  $r_s$  est supposée être de  $0.22 l_x$  ou  $0.22 l_y$ ,  $l_x$  et  $l_y$  étant les portées les plus grandes dans les directions x et y. Dans les cas habituels, lorsque les moments de flexion sont déterminés de manière linéaire-élastique et que les dalles sont également armées en conséquence, cette approche conduit à une nette surestimation de la rotation et, par conséquent, à une nette sous-estimation de la résistance au poinçonnement.

Une des raisons en est que  $m_{sd}$  suppose dans ce cas une répartition plastique de l'effort intérieur et non une répartition linéaire-élastique. Pour corriger cet état de fait, il faudrait, comme pour le degré d'approximation 3, modifier le pré-coefficient de 1.5 à 1.2 lors de la détermination de la rotation. Si l'on fait en outre d'autres hypothèses concernant les élancements habituels des dalles ( $r_s/d$ ), on peut encore simplifier le dimensionnement. Cette approche a donné lieu aux diagrammes d'estimation figurant en annexe et qui peuvent servir au prédimensionnement. Bien que ces diagrammes d'estimation donnent une très bonne correspondance avec le dimensionnement d'après le degré d'approximation 2 pour les cas standard, le dimensionnement réel devrait toujours être effectué avec le degré d'approximation 2 ou 3.

### Degré d'approximation 2

Lors de l'utilisation du degré d'approximation 2, la distance radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul  $r_s$  et les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$  sont déterminées à l'aide des formules d'approximation dans la SIA 262:2013. Comme pour le degré d'approximation 1, la distance radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans la direction radiale  $r_s$  est supposé être de  $0.22 l_x$  ou  $0.22 l_y$ ,  $l_x$  et  $l_y$  étant les plus grandes portées dans les directions x et y. Les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$  sont déterminées conformément à la norme SIA 262:2013 alinéa 4.3.6.4.7, comportant des équations concernant les colonnes intérieures, les colonnes de bord et les colonnes d'angle.

Les valeurs concernant les extrémités et les angles de mur ne sont pas indiquées. Pour les extrémités de mur, une détermination plastique de l'effort intérieur permet de montrer que le rapport  $m_{sd}/V_d$  est similaire à celui d'une colonne intérieure. Par conséquent, pour les extrémités de mur, les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui peuvent être déterminées de la manière suivante :

$$m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s} \right) \quad (14)$$

$V_d$  étant la valeur de calcul de l'effort tranchant,  $e_{u,i}$  la composante de l'excentricité  $e_u$  dans la direction considérée de l'armature et  $b_s$  la largeur de la bande d'appui.

Tableau 1 : Détermination des valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$  pour le degré d'approximation 2

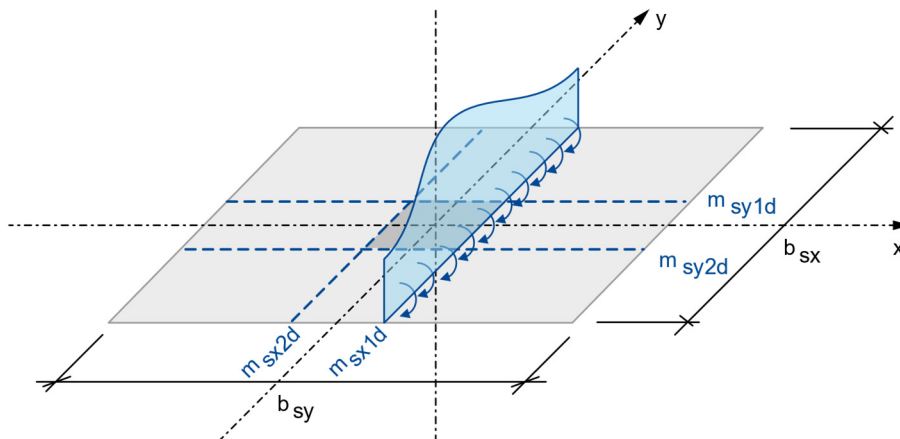
Colonnes intérieures		$m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{ e_{u,i} }{2b_s} \right)$
Colonnes de bord	Bande d'appui parallèle au bord	$m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{ e_{u,i} }{2b_s} \right) \geq \frac{V_d}{4}$
	Bande d'appui perpendiculaire au bord	$m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{ e_{u,i} }{b_s} \right)$
Colonnes d'angle		$m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{ e_{u,i} }{b_s} \right) \geq \frac{V_d}{2}$
Extrémités de mur		$m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{ e_{u,i} }{2b_s} \right)$
Angles de mur	Pas d'approche générale possible pour le degré d'approximation 2	

Par contre, pour les angles de mur, il n'est pas possible de déduire une relation simple entre l'effort tranchant et les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui. Il n'est donc pas possible de proposer une relation fiable et le calcul doit impérativement être effectué selon le degré d'approximation 3.

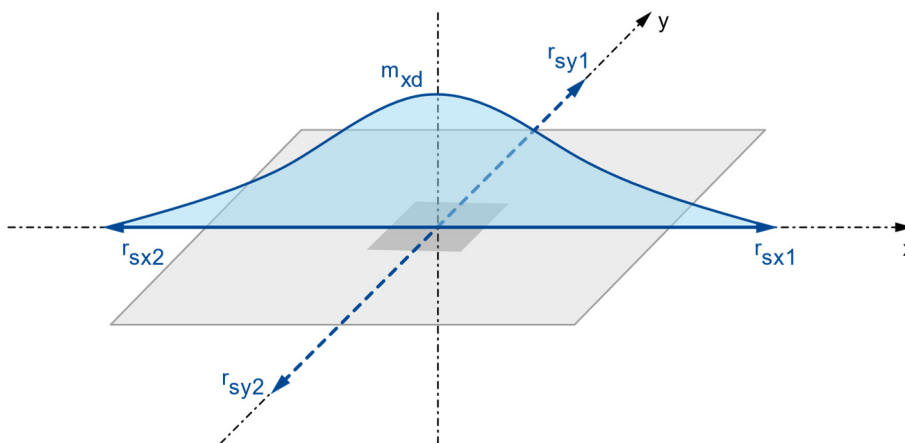
### Degré d'approximation 3

Pour le calcul selon le degré d'approximation 3, la distance radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans la direction radiale  $r_s$  et les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$  doivent être déterminées à l'aide d'une analyse FEM linéaire-élastique. Il convient de noter que les moments de dimensionnement s'obtiennent toujours à partir d'une combinaison des moments de flexion et des moments de torsion (SIA 262:2013, 4.3.2.6).

a)



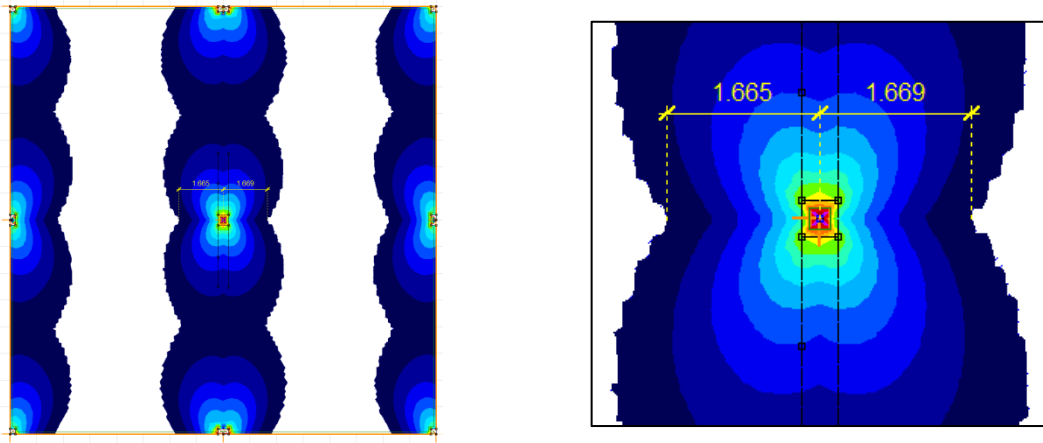
b)



Ill. 15 : Paramètres de saisie pour le dimensionnement selon le degré d'approximation 3 : a) moments de dimensionnement moyens dans la bande d'appui et b) entraxe radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul

### Point de moment nul

Le point de moment nul dans la direction radiale  $r_s$  peut généralement être représenté assez facilement dans les programmes FEM. Il se détermine par un calcul linéaire-élastique. La représentation la plus appropriée est celle 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 le centre de gravité de la surface d'appui (colonne, extrémité de mur ou angle de mur) et le point de moment nul. Il convient toutefois de noter que la précision dépend beaucoup de la taille des éléments. En raison des différents types d'éléments et des algorithmes de calcul des différents programmes FEM, il n'est pas possible de faire une recommandation générale concernant la taille des éléments. Toutefois dans la zone du point zéro prévisible – un affinement local peut s'avérer nécessaire – la taille de l'élément ne devrait pas dépasser 5 % de la portée.



Ill. 16 : Détermination de la distance radiale entre l'axe de la colonne et le point de moment nul

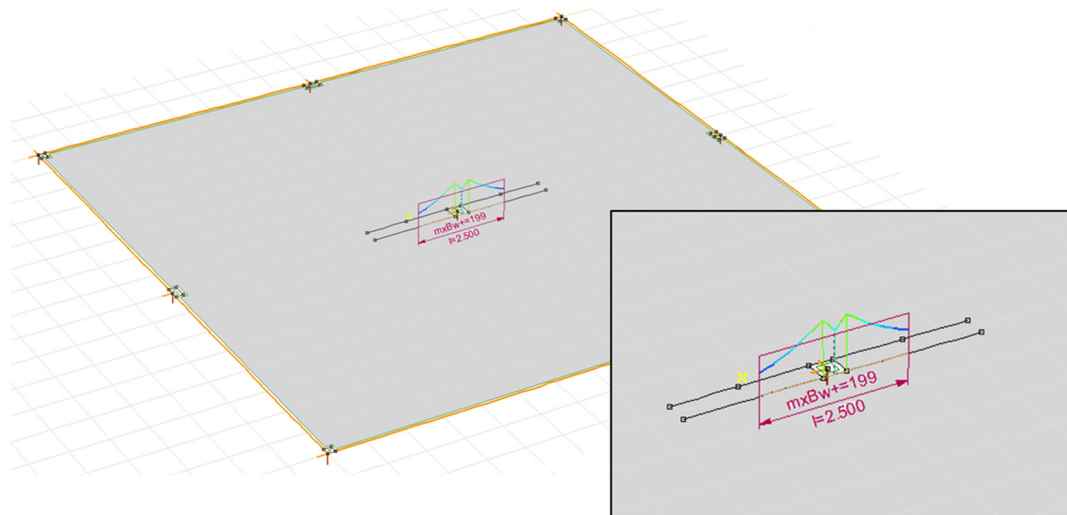
Dans le cas de planchers-dalles présentant des supports très irréguliers, il peut arriver qu'il n'y ait pas de point de moment nul sur un côté de la colonne. Il peut aussi y avoir des situations où le point de moment nul se trouve loin de la colonne, même si la déformation sur ce côté est très faible. Dans ce genre de cas, aucune valeur ne peut être utilisée ou l'utilisation de cette valeur n'a pas beaucoup de sens. Dans ces cas-là, le côté correspondant de la colonne n'est pas pertinent pour le calcul du poinçonnement. Celui-ci peut donc être négligé. Comme le module de dimensionnement DURA ou HDB demande tout de même quatre informations, il est possible d'inscrire les valeurs du côté opposé pour le côté où il n'y a pas d'informations.

#### Valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui

Les valeurs moyennes des moments de dimensionnement dans les bandes d'appui  $m_{sd}$  peuvent également être déterminées par un calcul FEM linéaire-élastique. Selon le logiciel utilisé, il existe différentes méthodes pour obtenir la valeur correspondante. Dans de nombreux cas, il est possible de définir une section le long du bord de la colonne avec la valeur de la largeur de la bande d'appui, où le logiciel représente ensuite directement la valeur moyenne des moments perpendiculairement à cette section (rotation autour de l'axe de la section). Comme il s'agit d'une valeur moyenne, la taille de l'élément n'a que peu d'influence sur la détermination de ce paramètre. Comme ces moments sont un peu plus importants par rapport à l'effort tranchant appliqué que lors d'une considération plastique de l'effort intérieur et qui est essentiel dans le degré d'approximation 2, il est possible de remplacer le coefficient 1.5 par 1.2 pour la détermination de la rotation. Cela conduit à l'équation suivante

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (15)$$

$r_s$  étant la distance entre l'axe de la colonne et le point de moment nul dans la direction radiale,  $d$  la hauteur statique moyenne,  $f_{sd}$  la valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'armature de flexion,  $E_s$  le module E de l'armature de flexion,  $m_{sd}$  la valeur de calcul des moments de flexion moyens dans la bande d'appui (degré d'approximation 3) et  $m_{Rd}$  la valeur de calcul de la résistance moyenne à la flexion dans la bande d'appui.



Ill. 17 : Détermination des moments de dimensionnement moyens dans la bande d'appui

En règle générale, ces paramètres doivent être déterminés chaque fois sur les quatre côtés de la colonne et peuvent ensuite être transférés dans le module de dimensionnement DURA ou HDB. La fiche technique FEM de l'annexe B peut servir de support.

#### Degré d'approximation 4

Par rapport à la SIA 262:2013, le fib Model Code 2010 comprend en outre un quatrième degré d'approximation. Ce degré d'approximation doit permettre de mieux recalculer les constructions existantes. La rotation est déterminée en tenant compte de la formation de fissures, de l'écoulement de l'armature de flexion et d'autres effets non linéaires. En règle générale, cela nécessite une analyse FEM non linéaire de la structure porteuse. Une analyse FEM non linéaire nécessite toutefois une expertise pointue dans l'utilisation des programmes de calcul correspondants, notamment pour la modélisation et l'interprétation correcte de leurs résultats.

### 2.5 Répartition irrégulière de l'effort tranchant

Des géométries irrégulières ainsi que des charges non uniformes peuvent entraîner une répartition irrégulière de l'effort tranchant le long de la section de contrôle. Comme on part du principe qu'aucune redistribution importante de l'effort tranchant ne peut avoir lieu, la résistance au poinçonnement est toujours dimensionnée à la valeur maximale de l'effort tranchant le long de la section de contrôle. C'est la valeur  $k_e$  définie dans la norme SIA 262:2013 qui la définit. Il convient toutefois de noter que, contrairement à d'autres normes telles que l'Eurocode, la valeur  $k_e$  n'augmente pas l'effet de l'effort tranchant, mais réduit la longueur de la section de contrôle. Bien que cela ne fasse en principe aucune différence pour la vérification de la sécurité structurale, cette procédure est cohérente avec le modèle de dimensionnement dans la mesure où la répartition irrégulière de l'effort tranchant devrait s'appliquer du côté de la résistance et non du côté de l'action ou du comportement de la dalle à la déformation.

Outre les géométries irrégulières ainsi que les charges non uniformes, la rigidité de la colonne est déterminante. En règle générale, seules apparaissent des différences importantes dans la répartition de l'effort tranchant le long de la section de contrôle, si des moments peuvent être transmis à la colonne. Si la colonne est liée à la dalle de manière parfaitement articulée, les efforts tranchants

doivent être équilibrés afin de maintenir l'équilibre en état de rotation autour de chaque axe potentiel. Bien que les colonnes soient en principe dimensionnées comme des colonnes pendulaires, il en résulte certains moments d'encastrement dans la colonne, même si celle-ci n'est pas liée en traction de manière rigide. Ces moments d'encastrement peuvent conduire à une répartition irrégulière de l'effort tranchant le long de la section de contrôle, ce qui doit finalement être pris en compte dans le dimensionnement au poinçonnement.

Ces moments d'encastrement de la colonne sont également inclus dans le calcul de la valeur  $k_e$  dans la SIA 262:2013, si les valeurs d'approximation utilisées ne sont pas celles de l'alinéa 4.3.2.6.5.

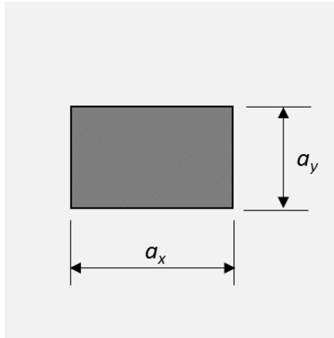
La valeur  $k_e$  se calcule ainsi

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} \quad (16)$$

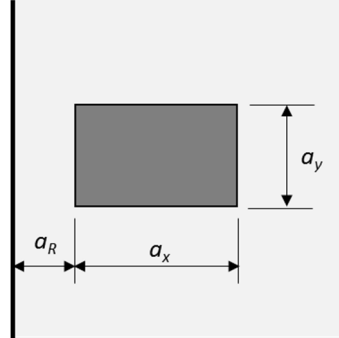
$b$  étant le diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle et  $e_u$  l'excentricité entre la résultante de l'effort de la surface d'appui et le centre de gravité de la section de contrôle.

Les équations pour le calcul de  $b$  et  $e_u$  sont présentées ci-dessous pour différents cas. Ces formules ne sont valables que si la section de contrôle ne présente pas d'interruptions, comme par exemple en cas d'évidements ou de colonnes de grandes dimensions. En outre, les définitions de Ill. 18 et Ill. 19 s'appliquent.

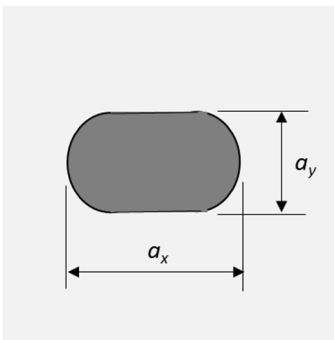
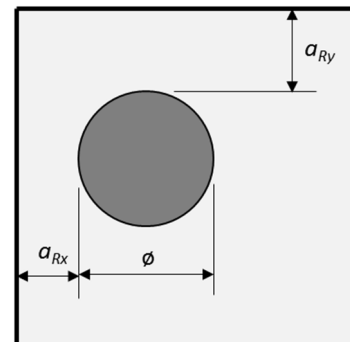
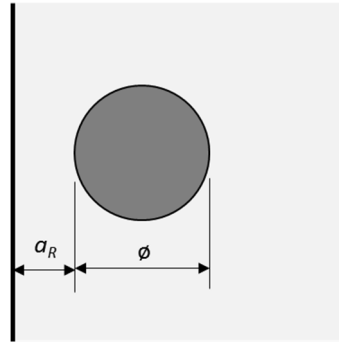
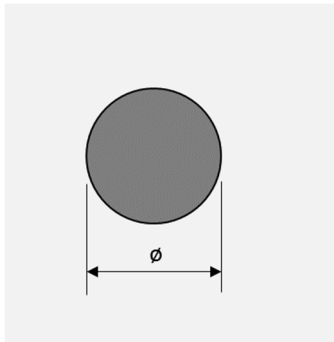
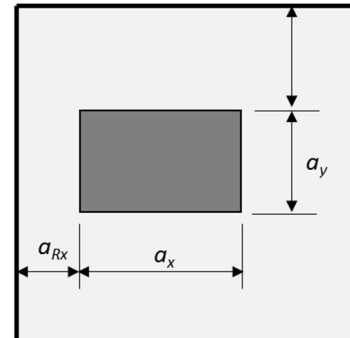
Colonne intérieure



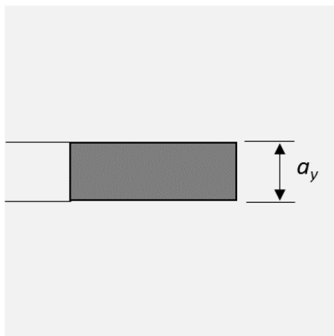
Colonne de bord



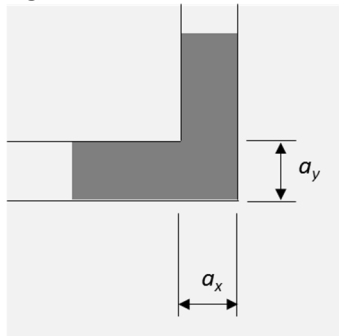
Colonne d'angle



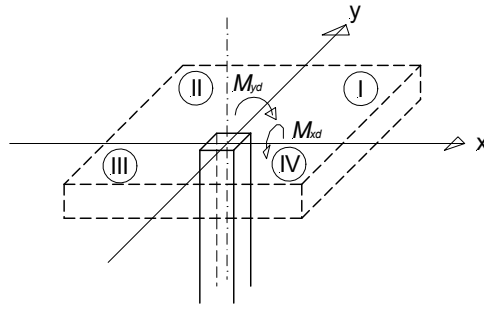
Extrémité de mur



Angle de mur



Ill. 18 : Définition des paramètres du plan pour les formules de dimensionnement



Convention 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	$M_{xd} = +$ ( $e_{v,y} = -$ ) $M_{yd} = +$ ( $e_{v,x} = +$ )

III. 19 : Définition des signes pour les formules de dimensionnement

Colonne intérieure rectangulaire

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} \quad (17)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v) - d_v^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} \quad (18)$$

Colonne intérieure ronde

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} \quad (19)$$

$$b = \emptyset + d_v \quad (20)$$



Colonne intérieure ovale

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} \quad (21)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x - a_y) \cdot (a_y + d_v) + (a_y + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{4}]} \quad (22)$$

Colonne de bord rectangulaire

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{2 \cdot (a_x + a_R + \frac{d_v}{2}) \cdot \left(\frac{\frac{d_v}{2} - a_R}{2}\right) + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{a_x + d_v}{2}\right)}{2 \cdot (a_x + a_R + \frac{d_v}{2}) + (a_y + d_v)} \quad (23)$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} \quad (24)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \quad (25)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left(a_x + \frac{d_v}{2} + a_R\right) \cdot (a_y + d_v) - \frac{d_v^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]} \quad (26)$$

Colonne de bord ronde

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{\frac{(\emptyset + d_v)^2}{2} - \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right)^2}{(\emptyset + d_v) \cdot \frac{\pi}{2} + 2 \cdot \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right)} \quad (27)$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} \quad (28)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \quad (29)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left(\frac{\emptyset}{2} + a_R\right) \cdot (\emptyset + d_v) + (\emptyset + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{8} \right]} \quad (30)$$

### Colonne d'angle rectangulaire

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{\frac{1}{2} \cdot \left[ \left( a_x + a_{Rx} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( \frac{d_v}{2} - a_{Rx} \right) + \left( a_y + a_{Ry} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( a_x + d_v \right) \right]}{a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry} + d_v} \quad (31)$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \left[ \left( a_y + a_{Ry} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( \frac{d_v}{2} - a_{Ry} \right) + \left( a_x + a_{Rx} + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( a_y + d_v \right) \right]}{a_x + a_{Rx} + a_y + a_{Ry} + d_v} \quad (32)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \quad (33)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left( a_x + \frac{d_v}{2} + a_{Rx} \right) \cdot \left( a_y + \frac{d_v}{2} + a_{Ry} \right) - \frac{d_v^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]} \quad (34)$$

### Colonne d'angle ronde

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (\varnothing + d_v)^2 + (2a_{Ry} + \varnothing) \cdot (\varnothing + d_v) - 2 \left( \frac{\varnothing}{2} + a_{Rx} \right)^2 \right]}{(\varnothing + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\varnothing + a_{Rx} + a_{Ry})} \quad (35)$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (\varnothing + d_v)^2 + (2a_{Rx} + \varnothing) \cdot (\varnothing + d_v) - 2 \left( \frac{\varnothing}{2} + a_{Ry} \right)^2 \right]}{(\varnothing + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\varnothing + a_{Rx} + a_{Ry})} \quad (36)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \quad (37)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left( \varnothing + \frac{d_v}{2} + a_{Rx} \right) \cdot \left( \varnothing + \frac{d_v}{2} + a_{Ry} \right) - \frac{(\varnothing + d_v)^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]} \quad (38)$$

## Extrémité de mur

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \frac{d_v^2 + (a_y + d_v) \cdot \left(\frac{5d_v}{4}\right)}{5d_v + a_y} \quad (39)$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} \quad (40)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \quad (41)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ 2d_v \cdot (a_y + d_v) - \frac{d_v^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]} = d_v \sqrt{\frac{8}{\pi} \left( \frac{a_y}{d_v} + \frac{12 + \pi}{16} \right)} \quad (42)$$

## Angles de mur

$$x_V = \frac{(1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y) \cdot \frac{a_x}{2}}{(1.5d_v)^2 - (1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y)} \quad (43)$$

$$y_V = \frac{(1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y) \cdot \frac{a_y}{2}}{(1.5d_v)^2 - (1.5d_v - a_x) \cdot (1.5d_v - a_y)} \quad (44)$$

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} - \left( \frac{3d_v}{4} - x_V \right) \quad (45)$$

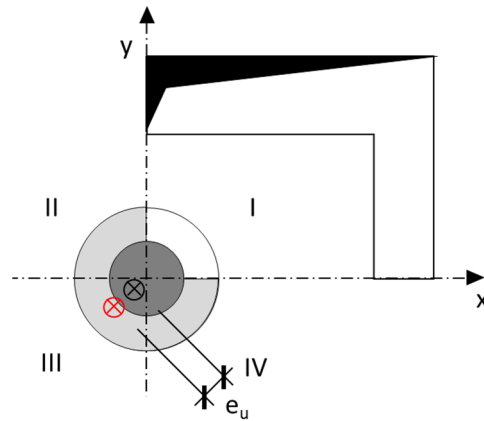
$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} + \left( \frac{3d_v}{4} - y_V \right) \quad (46)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} \quad (47)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ 4d_v^2 - \frac{d_v^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]} \cong 2.24d_v \quad (48)$$

### Exemple

A titre d'exemple, nous considérons le calcul de la valeur  $k_e$  pour une colonne ronde avec évidement. L'évidement réduit de  $\frac{1}{4}$  le périmètre de la section de contrôle. La colonne a un diamètre de  $\varnothing$  200 mm. La hauteur efficace pour la reprise de l'effort tranchant est  $d_v = 220$  mm et la charge de dimensionnement est  $V_d = 350$  kN. La charge s'applique dans le quadrant III et génère des moments d'encastrement des colonnes  $|M_{dx}| = 3$  kNm et  $|M_{dy}| = 3$  kNm.



III. 20 : Exemple de calcul de la valeur - plan de situation

Le rayon de la colonne est :

$$r_c = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm} \quad (49)$$

et celui de la section de contrôle

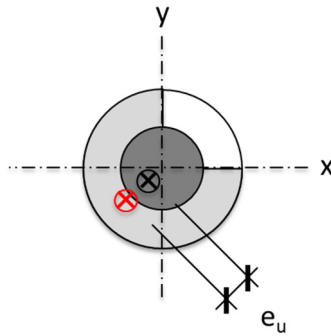
$$r_u = r_c + \frac{d_v}{2} = 100 + \frac{220}{2} = 210 \text{ mm} \quad (50)$$

Le diamètre de la surface transformée en un cercle d'aire égale à l'intérieur de la section de contrôle est considéré hors de l'influence de l'évidement :

$$b = 2r_u = 2 \cdot 210 = 420 \text{ mm} \quad (51)$$

Le centre de gravité linéaire des  $\frac{3}{4}$  du cercle s'obtient par l'équation :

$$x_s = y_s = -\frac{2\sqrt{2}}{3} \cdot \frac{r_u}{\pi} \cdot \sin \frac{3\pi}{4} = -44.56 \text{ mm} \quad (52)$$



III. 21 : Exemple de calcul de la valeur  $k_e$  – excentricité  $e_u$

La distance entre le centre de gravité de la section de contrôle et le point d'application de la charge s'obtient par l'équation :

$$e_u = \sqrt{\left(\frac{M_{yd}}{V_d} - x_s\right)^2 + \left(\frac{-M_{xd}}{V_d} - y_s\right)^2} \quad (53)$$

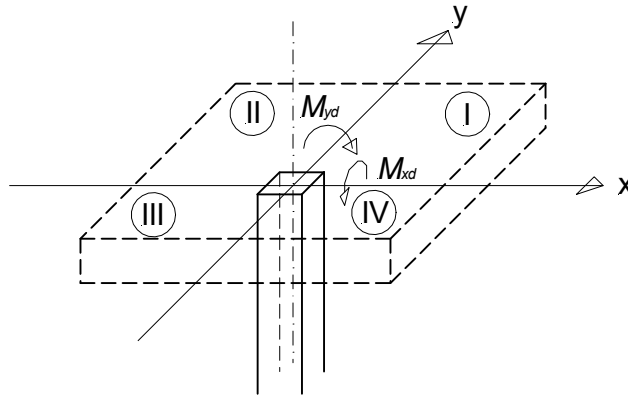
$$e_u = \sqrt{\left(-\frac{3 \cdot 10^3}{350} - (-44.56)\right)^2 + \left(-\frac{3 \cdot 10^3}{350} - (-44.56)\right)^2} = 50.9 \text{ mm}$$

Il en résulte la valeur  $k_e$  pour cette situation de la colonne :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{50.9}{420}} = 0.89 \quad (54)$$

Les moments d'encastrement des colonnes nécessaires au calcul de la valeur  $k_e$  sont généralement déterminés par un calcul FEM. Il convient toutefois de veiller à une modélisation minutieuse. Pour l'essentiel, les points suivants doivent être pris en compte :

- La rigidité de la colonne doit être prise en compte pour les surfaces d'appui de la dalle (ne pas utiliser des surfaces d'appui de dalle libres ou entièrement encastrees)
- La surface d'appui de la dalle doit être modélisé comme une surface (pas de connexions ponctuelles)



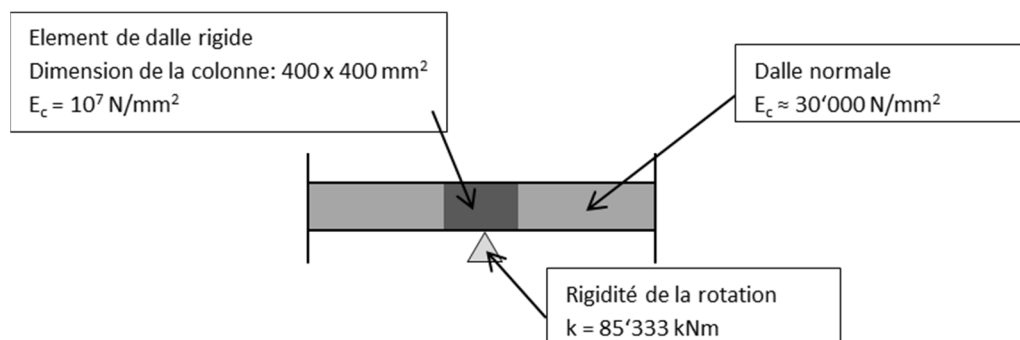
III. 22 : Définition des moments d'encastrement des colonnes et quadrant des résultantes des charges

Dans de nombreux programmes FEM, il est possible de définir une colonne par sa section et sa longueur. Dans ce genre de cas, la rigidité de la colonne est déjà prise en compte. Si ce n'est pas le cas, on peut admettre une rigidité en rotation égale à  $4E_c I/L$  pour une colonne encastree en partie basse ( $3E_c I/L$  si la base de la colonne doit être modélisée de manière articulée). S'il y a une colonne située au-dessus, il faut également en tenir compte. Il en résulte une augmentation correspondante de la rigidité en rotation.

A titre d'exemple, pour une colonne en béton de  $400 \times 400 \text{ mm}^2$ , 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 :

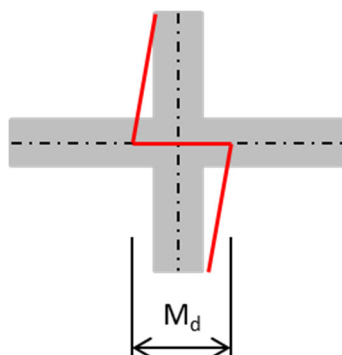
$$k = \frac{4E_c I}{l} = \frac{4 \cdot 30000 \cdot 400^4 / 12}{3000} \cdot 10^{-6} = 85333 \text{ kNm} \quad (55)$$

De même, certains programmes FEM permettent de modéliser directement le raccordement colonne/dalle sous forme de surface. Si ce n'est pas le cas, la dalle peut être complétée localement par un élément rigide.



III. 23 : Modélisation possible pour représenter un appui surfacique

Dans le cadre de la détermination du moment d'encastrement des colonnes, il convient également de noter que les colonnes situées au-dessus du plancher-dalle considéré peuvent également engendrer un moment d'encastrement. Ainsi, dans ce genre de cas, il faut tenir compte non seulement de la réaction de la colonne inférieure, mais aussi du saut de moment entre la colonne supérieure et la colonne inférieure.

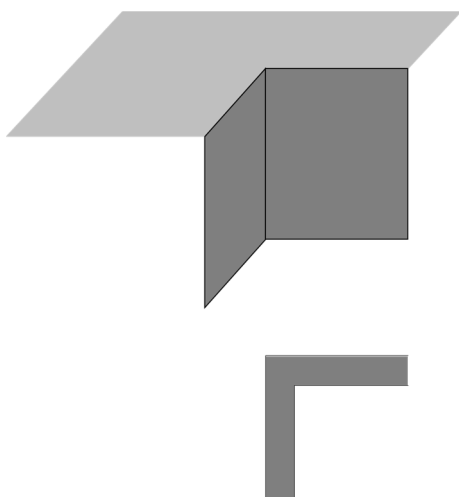


III. 24 : Définition du moment d'encastrement de la colonne pour une colonne en partie haute et une colonne en partie basse

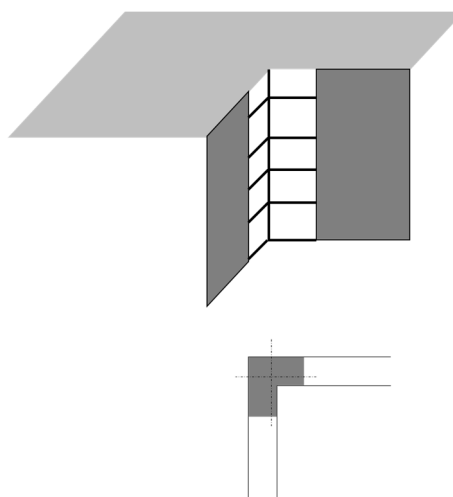
### Extrémités et angles de murs

La détermination des moments d'encastrement aux extrémités et aux angles de murs est un peu plus complexe, car ces valeurs ne peuvent pas être extraites directement. Une possibilité consiste à modéliser l'extrémité ou l'angle du mur comme une colonne fictive. Il faut toutefois veiller à ce que la colonne fictive soit reliée au mur de manière rigide, sinon elle sera modélisée de manière trop souple.

a)



b)

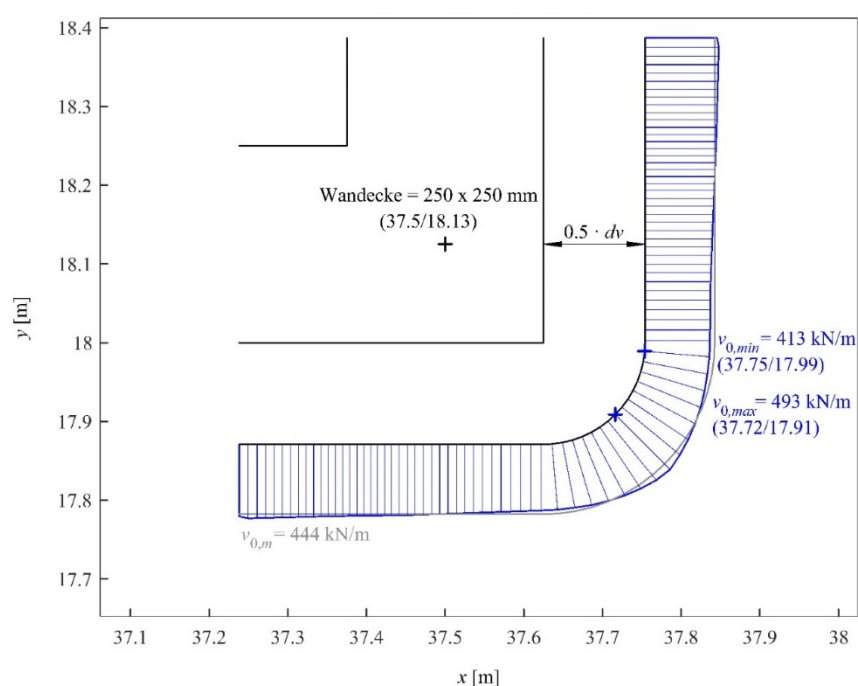


III. 25 : Modélisation possible des angles de murs avec (a) un support linéaire et (b) comme colonne fictive

Une autre possibilité consiste à déterminer la valeur  $k_e$  directement à partir de la répartition de l'effort tranchant le long de la section de contrôle. La valeur  $k_e$  peut également être déterminée à l'aide de la valeur moyenne et de la valeur maximale

$$k_e = \frac{v_{d,moyen}}{v_{d,max}} \quad (56)$$

Ainsi, les surfaces d'appui peuvent être modélisées comme des appuis linéaires. Cependant, avec cette méthode, la manière dont la taille du réseau FE est choisie est très importante, car elle a une influence directe sur la répartition de l'effort tranchant, en particulier en présence de singularité. C'est pourquoi il faut généralement étudier différentes tailles de réseau avant de trouver une solution stable.



III. 26 : Répartition de l'effort tranchant le long de la section de contrôle pour un angle de mur

#### Valeurs approchées du facteur $k_e$

Selon SIA 262:2013, 4.3.6.2.5, il est possible d'utiliser des valeurs approchées pour le facteur  $k_e$  dans le cas de planchers-dalles présentant des appuis régulièrement répartis, avec des portées uniformes et des colonnes liées de manière rigide et en flexion qui ne sont pas soumises à des actions horizontales :

- Colonnes intérieures : 0.9
- Extrémités et angles de murs : 0.75
- Colonnes de bord : 0.7
- Colonnes d'angle : 0.65



Étant donné que pour les colonnes intérieures, le gain de résistance est faible si l'on utilise les moments d'encastrement des colonnes au lieu de la valeur approchée et que pour les extrémités et les angles de murs, un certain effort de modélisation est nécessaire, l'utilisation des valeurs d'approximation est justifiée tant que les conditions aux bords sont respectées. Pour les colonnes de bord et les colonnes d'angle, les valeurs d'approximation ont toutefois été définies avec beaucoup de prudence afin de couvrir le cas le plus défavorable, ce qui implique des colonnes très rigides. C'est pourquoi, pour les colonnes de bord et les colonnes d'angle, il convient de consentir au léger surcroît de travail que représente la détermination des moments d'encastrement des colonnes.

Il convient de noter que si la valeur  $k_e$  n'est pas déterminée à l'aide des moments d'encastrement des colonnes, l'excentricité doit tout de même être prise en compte dans certaines circonstances pour la suite du calcul au poinçonnement. Comme il a déjà été expliqué, la répartition non uniforme de l'effort tranchant et donc la valeur  $k_e$  dépendent des moments d'encastrement des colonnes ou des excentricités de charge. Mais cela signifie aussi, à l'inverse, qu'une valeur  $k_e$  supposée, par exemple avec des valeurs d'approximation, implique un moment d'encastrement approprié des colonnes. D'une part, cela signifie qu'il faut vérifier si le moment d'encastrement des colonnes peut être introduit dans la colonne concernée. D'autre part, le moment d'encastrement des colonnes doit être pris en compte dans la détermination des moments de flexion moyens dans la bande d'appui  $m_{sd}$  lors d'un calcul avec un degré d'approximation 2.

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

$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b \quad (57)$$

L'excentricité  $e_u$  et la distance entre le centre de gravité de la section de contrôle et l'axe de la colonne  $\Delta e$  permettent au final de déterminer le moment au niveau de la tête de la colonne.

$$M_d = (e_u - \Delta e) \cdot V_d \quad (58)$$

L'exemple utilisé est celui d'une colonne intérieure (centre de gravité de la section de contrôle dans l'axe de la colonne :  $\Delta e = 0$ ) de  $\varnothing$  250 mm pour une dalle de  $d_v = 260$  mm. Selon SIA 262:2013, 4.3.6.2.5, la valeur  $k_e$  peut être considérée approximativement comme  $k_e = 0.9$ .

$$e_u = \frac{1 - 0.9}{0.9} \cdot 510 = 57 \text{ mm} \quad (59)$$

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

$$M_d = 0.057 \cdot 1000 = 57 \text{ kNm} \quad (60)$$

En général, il faut vérifier si ces moments peuvent être transmis à la colonne.

De plus, l'excentricité  $e_u$  doit également être prise en compte dans la détermination des moments de flexion moyens dans la bande d'appui  $m_{sd}$  :

$$m_{sd,i} = V_d \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_{s,i}} \right) \quad (61)$$

Pour cela, il faut déterminer, à partir de l'excentricité résultante  $e_u$ , les excentricités dans les directions x et y ( $e_{u,x}$  et  $e_{u,y}$ ). Celles-ci peuvent être déterminées en tenant compte de différentes conditions aux bords telles que les portées et les rigidités.

La procédure décrite précédemment est correcte d'un point de vue théorique. Cependant, le calcul peut aussi être simplifié si l'influence des excentricités est faible. C'est le cas, par exemple, des colonnes intérieures. Dans ce genre de cas, le moment de flexion moyen dans la bande d'appui peut ainsi être déterminé de manière simplifiée :

$$m_{sd,i} = \frac{V_d}{8} \quad (62)$$

Dans d'autres situations, comme par exemple pour les colonnes de bord et d'angle, l'excentricité devrait toujours être prise en compte lors de la détermination du moment de flexion moyen dans la bande d'appui, car dans ces cas-là, l'influence ne peut plus être considérée comme faible.

### Surfaces d'application

Dans le passé, la valeur  $k_e$  était également en partie déterminée sur la base des surfaces d'application de la charge. Les différentes portées ont par exemple été mises en relation afin de déterminer une valeur  $k_e$ . Certes, il est ici tenu compte de la charge excentrée d'un plancher-dalle, mais pas de la rigidité des colonnes. Étant donné qu'une charge excentrée seule ne conduit que de manière limitée à une répartition irrégulière de l'effort tranchant le long de la section de contrôle, cette méthode sous-estime la valeur  $k_e$  ce qui peut conduire à des résultats très prudents. Il est donc recommandé de ne pas utiliser une telle méthode.

## 2.6 Comment garantir le comportement à la déformation

Dans les générations de normes précédentes, la règle voulait que, dans la mesure où il n'y avait pas d'exigences particulières en matière de conception, plus la solution était économique et donc préférable, moins l'armature de poinçonnement était nécessaire. Du fait que la norme SIA 262:2013 n'exige pas uniquement la sécurité structurale en termes de sollicitation, mais formule également des exigences concernant la capacité de déformation de la structure porteuse, il y a désormais beaucoup plus de paramètres à prendre en compte pour trouver la solution optimale. Il existe néanmoins certaines règles pour l'évaluation des solutions.

Condition 1 :  $\psi < 0.008$  (SIA 262, 4.1.4.2.6)

Selon la norme SIA 262:2013, cette valeur devrait être évitée. Dans la pratique, cela n'est pas toujours possible, car il existe souvent différentes portées pour une même épaisseur de dalle. Dans la mesure du possible, il convient dans ces cas-là de réduire l'armature de flexion pour les portées les plus courtes afin de conserver une capacité de déformation aussi grande que possible, sans toutefois engendrer de transferts plastiques.

Condition 2 :  $\psi < 0.020$  (SIA 262, 4.1.4.2.5)

Selon la norme SIA 262:2013, les efforts intérieurs ne doivent pas être transférés sans vérification par le calcul de la capacité de déformation. Cela doit permettre d'éviter de concevoir des dalles qui cèdent avant que la répartition des moments supposée dans le dimensionnement ne puisse s'établir. Comme cette limite est difficile à atteindre dans la pratique, une vérification de la déformation doit être effectuée pour le transfert des efforts intérieurs, par exemple le transfert de moment de la zone de la colonne vers la travée. Cela peut se faire par exemple à l'aide d'un calcul FEM non linéaire, ce qui représente toutefois un surcroît de travail considérable pour l'ingénieur(e). Toutefois, si l'armature est déterminée à l'aide des moments de dimensionnement issus d'un calcul élastique linéaire (p. ex. à l'aide d'un calcul FEM sans transferts manuels des moments de flexion), il convient de ne pas tenir compte de cet alinéa.

Condition 3 :  $\psi < 0.020$  et  $V_{Rd,s}/V_d < 0.5$  (SIA 262, 4.3.6.1.2)

Selon la norme SIA 262:2013, les efforts intérieurs résultant de déformations imposées doivent être pris en compte 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 est inférieure à 0.5. Comme nous l'avons déjà indiqué dans la condition 2, la limite de la rotation est difficile à atteindre dans la pratique. Si l'ingénieur(e) ne souhaite pas prendre en compte dans le dimensionnement les efforts intérieurs dus au fluage, aux retraits, au tassements différentiels, etc., le plus simple est de mettre en place à tous les emplacements critiques en matière de poinçonnement l'armature de poinçonnement qui absorbe au moins 50 % de la charge de dimensionnement. Il convient de noter qu'une tête en acier seule n'est pas considérée comme une armature de poinçonnement. Dans ce cas, il est recommandé d'utiliser une tête en acier associée à une armature de poinçonnement. Cela présente en outre l'avantage de pouvoir choisir une tête de dimensions réduites.

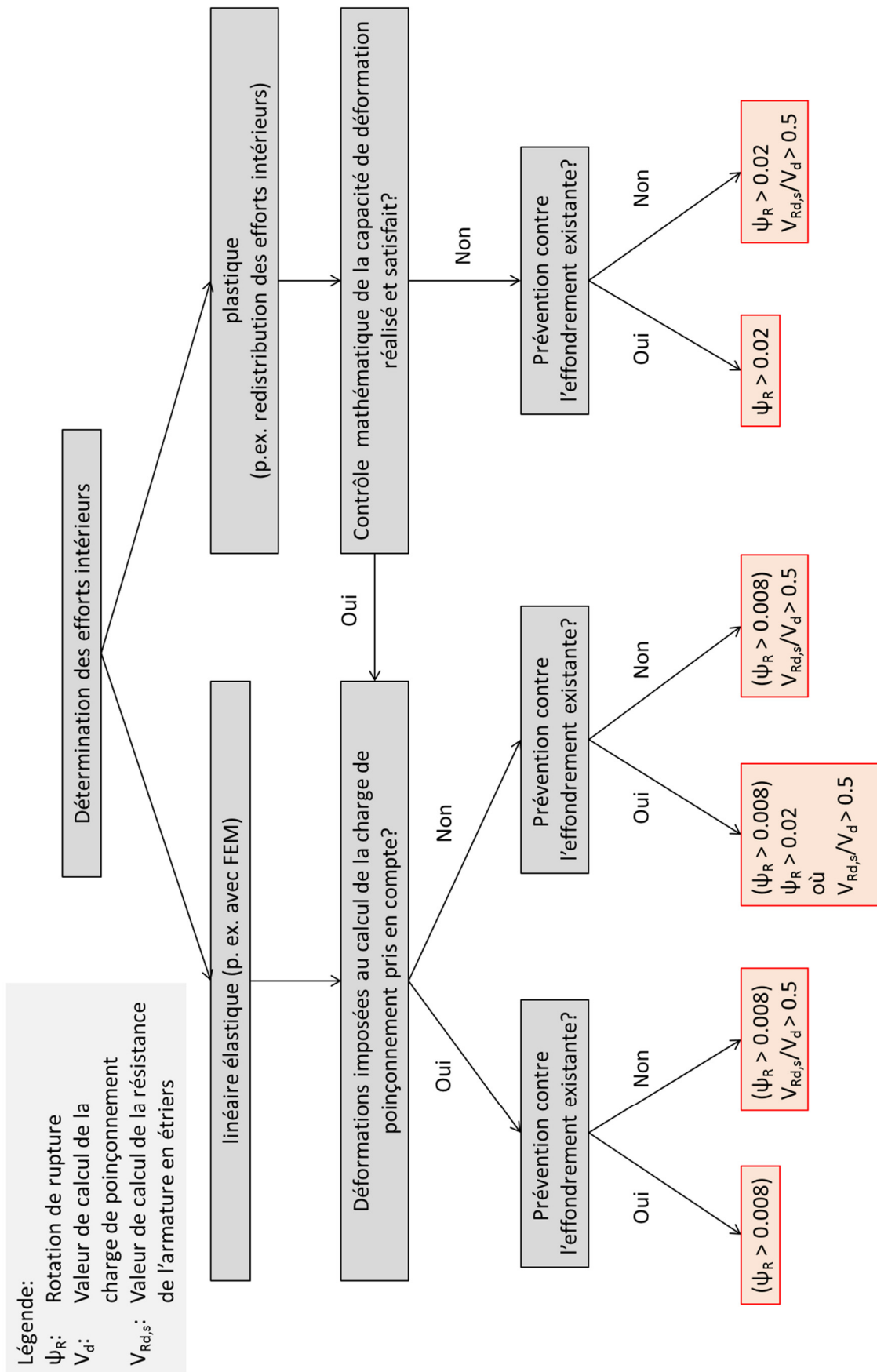
Condition 4 :  $V_{Rd,s}/V_d < 0.5$  (SIA 262, 4.3.6.1.3)

Selon la norme SIA 262:2013, une protection contre l'effondrement total doit être mise en œuvre si le rapport entre la part de la résistance de l'armature de poinçonnement et la valeur de calcul est inférieure à 0.5. Pour satisfaire à cette condition, il est recommandé de placer à tous les endroits critiques pour le poinçonnement des armatures de poinçonnement qui reprennent au moins 50 % de la charge de dimensionnement. Cela permet d'économiser une part importante d'armatures longitudinales dans la zone comprimée de la dalle et évite à l'ingénieur(e) un dimensionnement supplémentaire de la protection contre l'effondrement qui prend beaucoup de temps.

Condition 5 :  $\psi \geq 0.020$  et  $V_{Rd,s}/V_d \geq 0.5$

Sur la base des conditions 1 à 4, la conclusion est qu'aucun autre calcul ni aucune autre mesure ne sont nécessaires pour une rotation  $\psi \geq 0.020$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d \geq 0.5$ .

En résumé, on peut retenir 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 de l'ouvrage. Cela peut toutefois entraîner des coûts supplémentaires. Si l'on renonce aux transferts plastiques, une armature de poinçonnement peut souvent représenter une solution idéale et économique pour les charges faibles à moyennes, sans surcoût. Pour les charges de poinçonnement importantes, l'association tête en acier-armature de poinçonnement est généralement la solution idéale. Compte tenu des conditions de comportement à la déformation, il convient de renoncer totalement aux dalles sans armature de poinçonnement. Ill. 27 résume les différentes conditions et leurs conséquences.



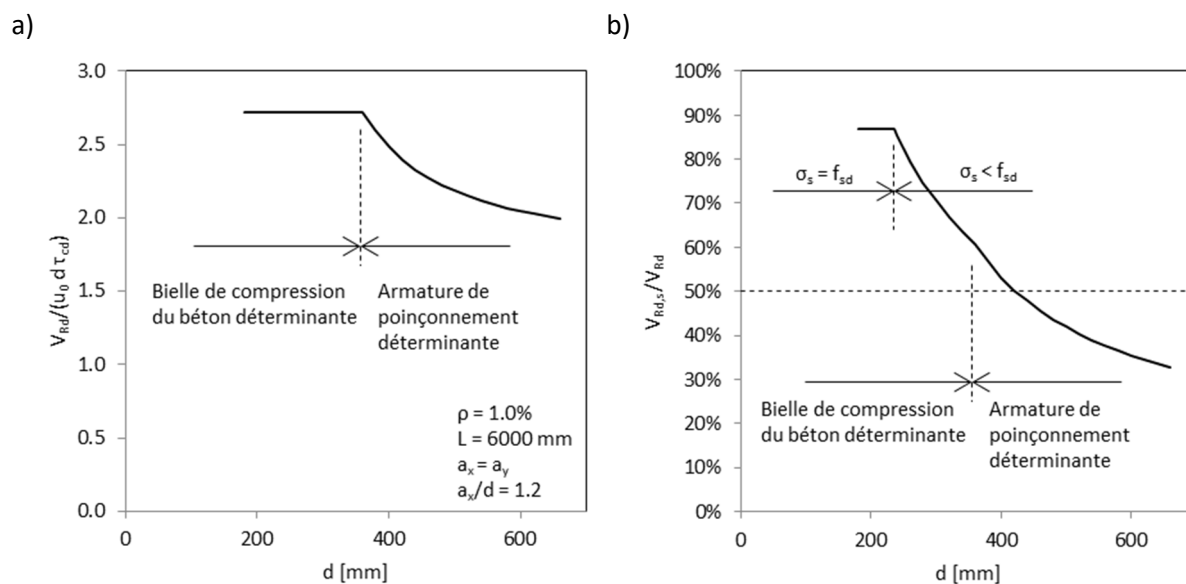
III. 27 : Exigences relatives au comportement à la déformation en fonction des conditions aux bords

## 2.7 Radiers/fondations

Fondamentalement les radiers sont mesurés de la même manière que les planchers-dalles. Il existe toutefois des différences dans les conditions de déformation. Les alinéas 4.1.4.2.6, « Éviter 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 internes ne peuvent pas être redistribués 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.

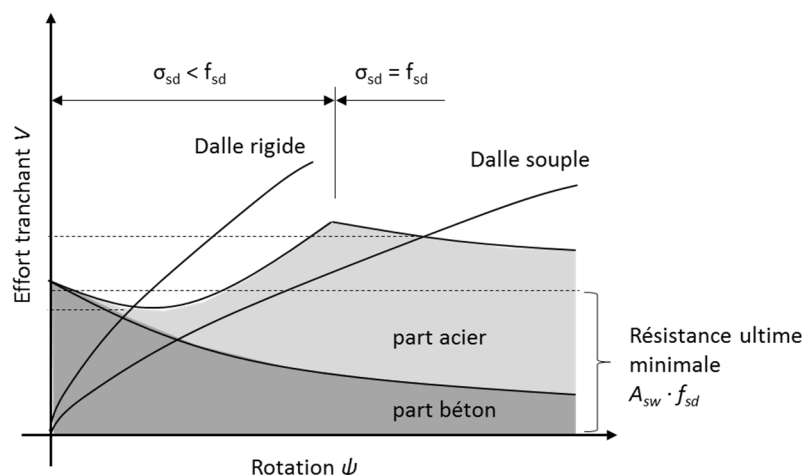
### Dalles rigides

En matière de radiers, on aboutit cependant aussi à une situation problématique avec l'approche de dimensionnement de la norme SIA 262:2013. Ceci ne concerne certes pas uniquement les radiers, mais aussi les planchers-dalles compacts ; 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 compacts, on constate, comme on pouvait s'y attendre, seulement des rotations de faible ampleur. D'après le modèle de référence, ceci entraîne de légères contraintes dans l'armature de poinçonnement (SIA 262:2013, équat. (68)). Ceci peut être mis en évidence à l'aide des diagrammes ci-dessous (Ill. 28). 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 se situe dans la zone de l'armature de poinçonnement en raison des faibles contraintes dans l'armature. Dans l'exemple ci-dessous (Ill. 28a), la résistance 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. (Ill. 28b).



Ill. 28 : a) Résistance au poinçonnement en fonction de la hauteur statique et b) rapport entre la part de résistance ultime de l'armature de poinçonnement et la résistance au poinçonnement en fonction de la hauteur statique

Pour pallier à ce problème, il est recommandé d'adopter une approche avec une résistance minimale au poinçonnement, si une armature de poinçonnement est présente. Avec cette approche, on suppose que pour les dalles compactes, 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 limite d'élasticité. 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 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 du béton dans la résistance au poinçonnement.



III. 29 : Comparaison du dimensionnement au poinçonnement d'une dalle rigide et d'une dalle souple en béton armé.

Pour la vérification de la bielle de compression du béton et en dehors de la zone avec armature de poinçonnement, les mêmes approches peuvent être utilisées pour les radiers rigides que pour les planchers-dalles souples. Le mécanisme de rupture légèrement différent pour les dalles rigides est pris en compte dans la vérification de la bielle de compression du béton avec la limite supérieure de l'équation (69) de la SIA 262:2013 et dans la vérification en dehors de la zone avec armature de poinçonnement avec la limite supérieure de l'équation (58) de la SIA 262:2013.

$$V_{Rd} \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (63)$$

$\tau_{cd}$  étant la valeur de calcul de la limite de contrainte de cisaillement,  $d_v$  la hauteur statique nécessaire à la reprise de l'effort tranchant et  $u$  le périmètre de la section de contrôle.

ou

$$V_{Rd,c,out} \leq 2 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot u_1 \quad (64)$$

$\tau_{cd}$  étant la valeur de calcul de la limite de contrainte de cisaillement,  $d_{v1}$  la hauteur statique effective pour la reprise de l'effort tranchant sur la section de contrôle extérieure,  $u_1$  le périmètre de la section de contrôle extérieure.

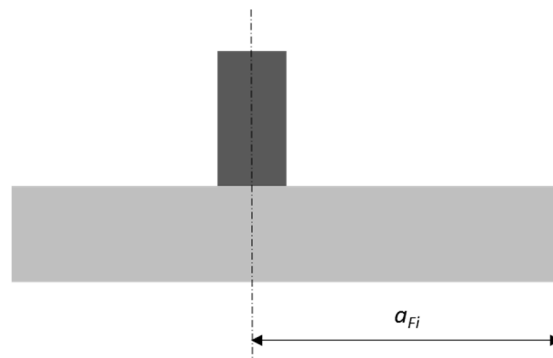
### Fondations simples

Les fondations simples peuvent généralement être traitées comme des radiers. Les paramètres de saisie pour les portées  $l_x$  et  $l_y$  peuvent être déterminés de la manière suivante :

$$l_x = a_{Fx}/0.22 \quad (65)$$

$$l_y = a_{Fy}/0.22 \quad (66)$$

$a_{Fx}$  étant la distance la plus longue entre l'âme de la colonne et le bord de la fondation dans la direction x et  $a_{Fy}$  la distance la plus longue entre l'âme de la colonne et le bord de la fondation dans la direction y.



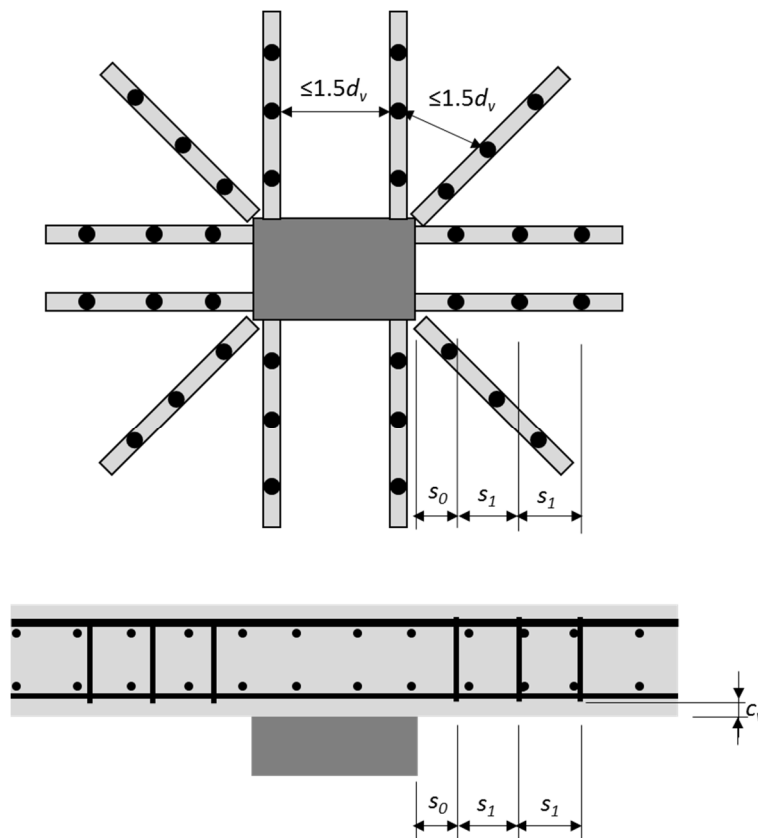
Ill. 30 : Définition de la dimension pour les fondations simples

### 2.8 Conception

Lors de la disposition de l'armature de poinçonnement, il convient de respecter différentes règles de construction.

- L'armature de poinçonnement doit comporter au moins deux rangées de barres.
- La distance radiale maximale autorisée entre les armatures de poinçonnement en fonction de la hauteur efficace pour la reprise de l'effort tranchant dépend de l'épaisseur de la dalle.
- La distance  $s_0$  doit être inférieure à la distance  $s_1$ .
- La distance tangentielle du deuxième rang de l'armature de poinçonnement ne doit pas dépasser  $1.5 d_v$ .
- L'armature de poinçonnement doit être complètement ancrée dans la zone de traction comme dans la zone de compression.
- La distance entre la surface comprimée de la dalle et l'armature de poinçonnement  $c_v$  ne doit pas dépasser  $d_v/6$ .
- Le diamètre maximal autorisé de l'armature de poinçonnement  $\phi_{sw}$  dépend de l'épaisseur de la dalle.





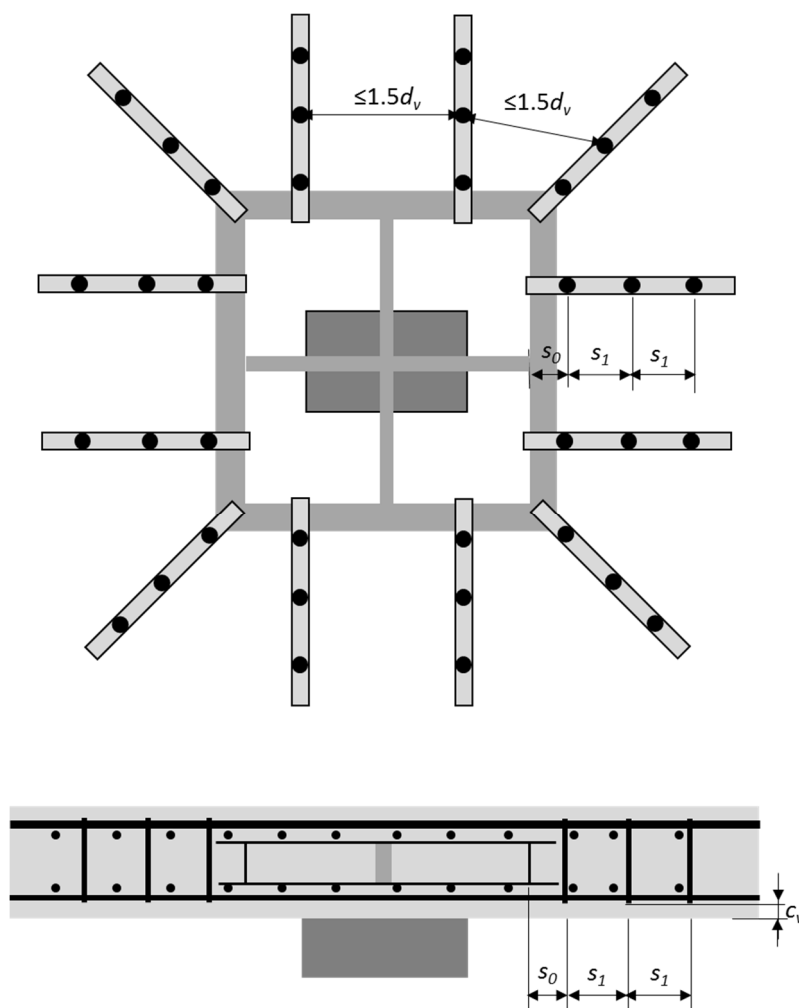
Ill. 31 : Définitions de la distance entre les armatures de poinçonnement

En cas d'utilisation de têtes en acier associées à une armature de poinçonnement, les distances doivent être respectées suivant la même logique. Il convient de noter que la distance  $s_0$  se rapporte à l'axe de l'âme du profilé de bord, car la bielle de compression du béton prend appui dans cette zone. Les dérogations à cette règle sont par principe admises seulement si elles sont validées par des essais.

Ces conditions relatives à la conception du bâtiment garantissent l'absence de mécanismes de défaillance indésirables qui ne sont pas couverts par le dimensionnement. Les distances radiales maximales garantissent qu'aucune rupture n'est à craindre entre les différentes barres d'armature de poinçonnement. La distance tangentielle maximale sur le deuxième rang garantit qu'il n'y a pas de rupture entre deux listes. L'armature doit être ancrée dans la zone de traction comme dans la zone de compression, afin qu'il n'y ait pas de délamination de la zone de traction ni dans la zone de compression. Du côté de la zone de compression, il existe donc aussi la condition selon laquelle la distance entre la surface de la dalle comprimée et l'armature de poinçonnement ne doit pas dépasser  $d_v/6$ . Néanmoins si cette distance est supérieure à  $d_v/6$ , les résistances au poinçonnement,  $V_{Rd,c}$  selon SIA 262:2013 équation (69) et  $V_{Rd,s}$ , selon SIA 262:2013 équation (67), doivent être réduites de 30 % (SIA 262:2013, alinéa 5.5.3.11).

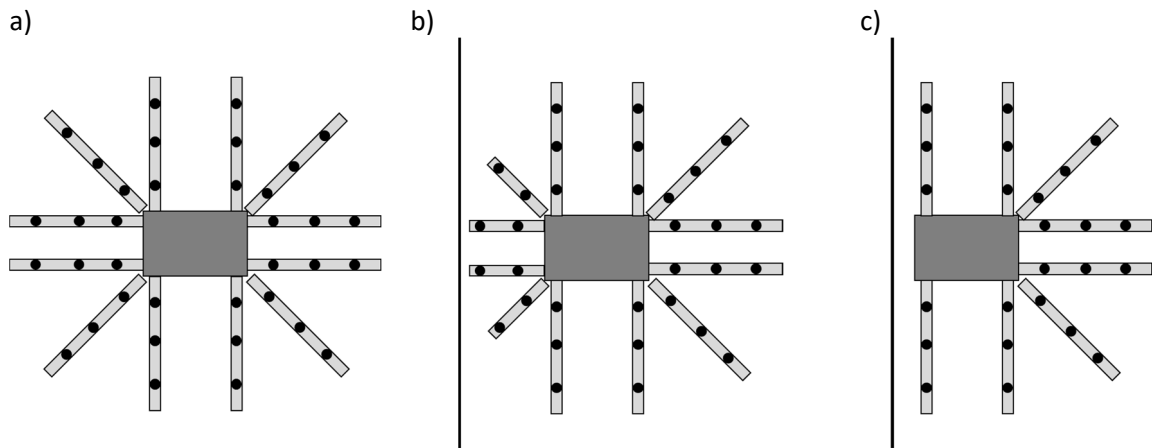
Outre les règles normatives relatives aux distances entre les armatures de poinçonnement, d'autres conditions existent en ce qui concerne la disposition des armatures de poinçonnement. En particulier pour les zones situées aux bords et les zones présentant des évidements, un traitement spécial peut s'avérer nécessaire. Dans ce genre de situations, les paniers d'armature sont disposés sur toute la surface et ne nécessitent donc généralement pas de traitement particulier. Il en va différemment pour les barres à goujons. La question se pose alors de savoir dans quelles zones

certaines rangées de goujons peuvent être supprimées. En principe, cela dépend surtout de la répartition de l'effort tranchant existant. Il faut s'assurer qu'il n'y a pas de rupture par cisaillement prématurée à un endroit dépourvu d'armature et qu'elle ne se propage pas autour de la colonne comme une fermeture à glissière.



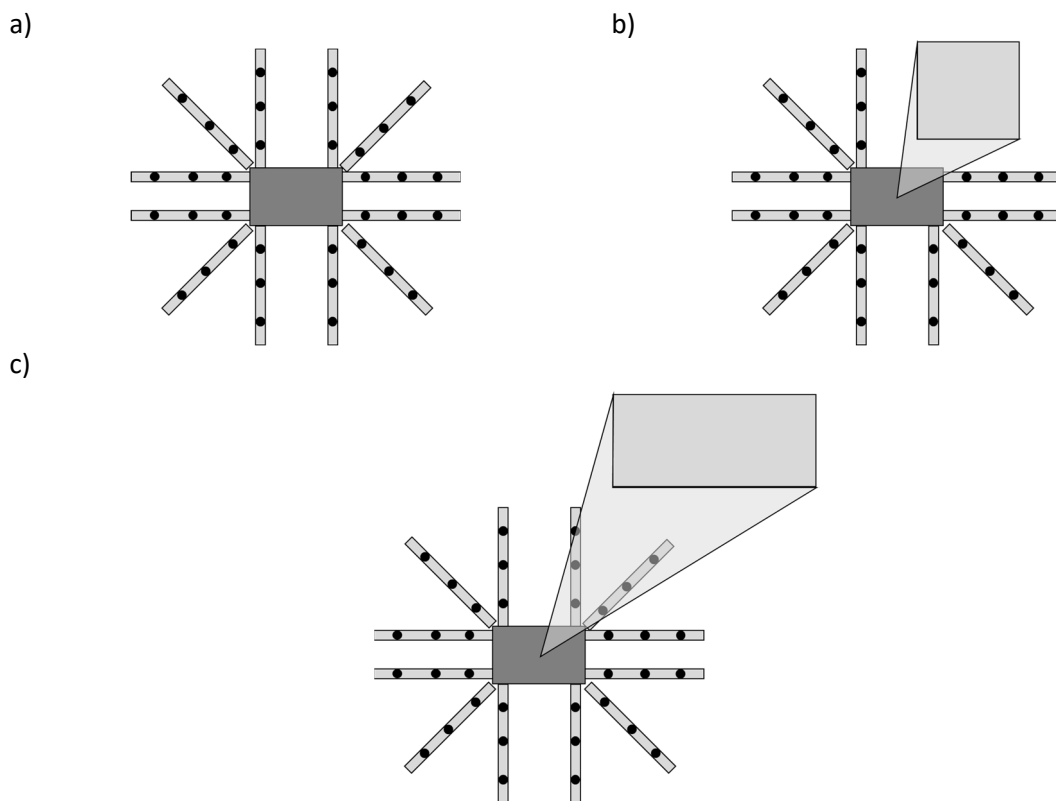
III. 32 : Définitions de la distance entre les armatures de poinçonnement pour les dalles avec têtes en acier

Aux bords des dalles, la distance entre la colonne et le bord de la dalle est un facteur essentiel de la répartition de l'effort tranchant. Par conséquent, la disposition de l'armature de poinçonnement devrait également tenir compte de cet aspect. Il est recommandé d'utiliser comme méthode de disposition de l'armature de se baser par principe sur une situation de colonne intérieure ; cette disposition sera ensuite adaptée en fonction de la distance par rapport au bord de la dalle. Si la colonne est suffisamment éloignée du bord de la dalle, la disposition de l'armature de poinçonnement ne s'en trouve pas influencée (III. 33a). Si la colonne est plus proche du bord de la dalle, il convient de réduire le nombre de rangées de goujons au niveau du bord de la dalle (III. 33b). L'absence d'armature de poinçonnement dans des zones entières devrait être limitée aux cas où la colonne est proche du bord de la dalle. Pour les goujons à double tête, on peut définir comme condition limite que si moins de deux rangées de goujons trouvent place, la barre à goujons peut être supprimée (III. 33c).



III. 33 : Disposition de l'armature de poinçonnement pour le bord des dalles

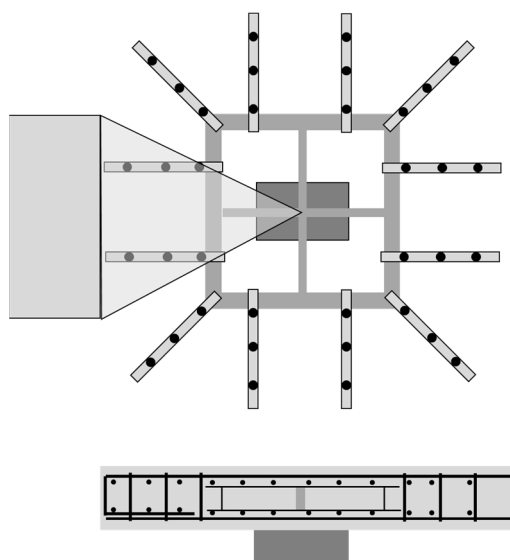
Les évidements posent des problèmes similaires à ceux rencontrés pour le bord des dalles. Là aussi il convient de considérer par principe que la situation des colonnes intérieures n'est en rien perturbée. En cas d'évidements à proximité d'une colonne, la répartition de l'effort tranchant est influencée par ceux-ci. Dans ces cas-là, on peut donc également envisager de supprimer ou de raccourcir certaines barres à goujons. Toutefois si l'évidement est plus éloigné de la colonne, son influence sur la répartition de l'effort tranchant est réduite. C'est pourquoi il n'est pas recommandé d'adapter la disposition des goujons dans ces cas-là, bien que, comme expliqué au chapitre 2.12 Évidements, il ne convienne pas de prendre en compte la totalité de l'armature de poinçonnement dans la résistance au poinçonnement précisément dans ces cas.



III. 34 : Disposition de l'armature de poinçonnement en présence d'évidements

Pour les têtes en acier, il existe encore une condition limite supplémentaire dans les zones présentant des évidements de grande dimension. Pour assurer la transmission des efforts dans les têtes en acier, il est impératif que la tête en acier soit en équilibre. En d'autres termes, si une charge verticale s'applique d'un côté sur la tête en acier, cela entraîne la même contrainte de l'autre côté de cette tête en acier. Il convient donc de noter que cela ne fonctionne que si la dalle en béton armé est à cet endroit en mesure de supporter cette sollicitation. Si un évidement est trop proche du bord de la tête en acier, il se peut que cela ne soit éventuellement plus possible. De plus, dans ces cas-là, il est important de ne pas supprimer certaines barres à goujons, comme le montre l'III. 35.

Les têtes en acier liées rigidement aux colonnes de manière à rester rigide en flexion, comme c'est parfois le cas pour les colonnes préfabriquées en béton armé ou les colonnes mixtes acier/béton, constituent une exception à cet égard. Ces têtes en acier peuvent être en équilibre grâce à l'encastrement avec les colonnes. Dans ces cas-là, il faut toutefois s'assurer que la colonne puisse absorber le moment d'encastrement qui en résulte.



III. 35 : Disposition de l'armature de poinçonnement avec têtes en acier et évidements

## 2.9 Armature de flexion

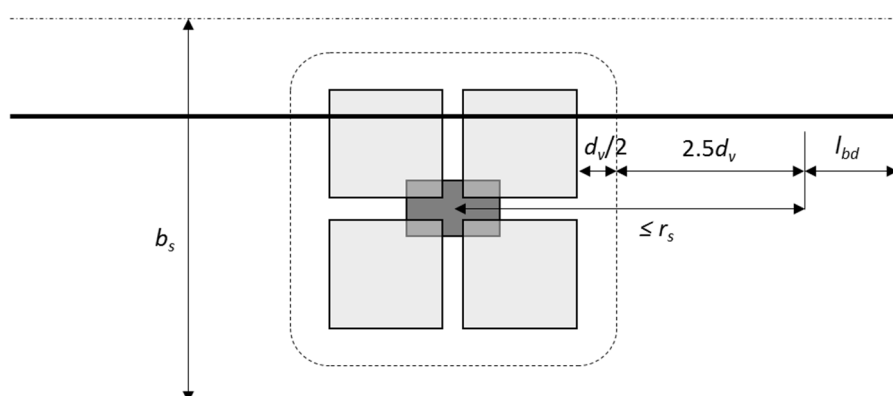
Comme décrit précédemment, la résistance au poinçonnement dépend de la déformation ou de la formation de fissures au niveau de la colonne. C'est pourquoi la raideur de la dalle joue un rôle considérable. Par conséquent, des exigences se posent également en matière d'armature de flexion. Outre le diamètre et l'entre-axe qui interviennent dans le calcul de la résistance à la flexion, il faut également tenir compte de la largeur de répartition et de la longueur de l'armature en ce qui concerne l'ancrage.

### Largeur de répartition

Comme, lors de la détermination de la rotation, la valeur  $m_{Rd}$  correspond à la résistance à la flexion moyenne dans la bande d'appui, l'armature de flexion ainsi prise en compte doit également être placée dans la bande d'appui. C'est-à-dire que si l'on part de l'hypothèse d'un diamètre et d'un entre-axe constant, cette armature doit être disposée sur toute la bande de soutien.

### Longueur de l'armature

La longueur des barres d'armature est déterminée par les spécifications concernant la longueur d'ancrage. Selon SIA 262:2013, alinéa 5.5.3.7, l'armature de flexion doit être complètement ancrée à une distance d'au moins  $2.5 d_v$  de la section de contrôle, mais à partir du point de moment nul. Il convient de noter que c'est toujours la section de contrôle la plus à l'extérieur qui est prise en compte.



Ill. 36 : Disposition et longueur nécessaire de l'armature de flexion

Dans les constructions neuves, il est certainement judicieux de concevoir généreusement la répartition et la longueur des armatures et de renoncer à un étage trop important dans ces zones. Lors de la rénovation d'ouvrages, il est possible, dans certaines circonstances, de prendre en compte une partie de l'armature de flexion qui n'est pas entièrement ancrée ou de procéder à une approche graduelle, par exemple dans le cas de sections de contrôle rondes. Toutefois, dans ces cas-là, il est important que les hypothèses émises concernant la disposition des armatures soient également valables pour l'ouvrage réalisé.

## 2.10 Béton recyclé

### Introduction

Dans le cadre d'une utilisation durable des matériaux de construction, la mise en œuvre de granulats recyclés dans la construction en béton ne cesse de gagner de l'importance. La consommation de granulats naturels et la mise en décharge de matériaux de démolition d'origine minérale peuvent ainsi être réduites et les gisements de granulats naturels préservés.

Le béton recyclé (à base de granulats de béton (C) ou de granulats mélangés (M)) peut toutefois se distinguer du béton à base de granulats naturels pour certaines propriétés essentielles et nécessite parfois des réglementations spécifiques. Il existe à cet effet le cahier technique SIA 2030:2021 « Béton à base de granulats recyclés », qui se base sur l'état actuel des connaissances et tient compte des normes actuelles en matière de structures porteuses ainsi que de la réglementation concernant la protection de l'environnement. Il doit permettre une sécurité d'utilisation du béton recyclé dans la construction en béton selon la norme SIA 262:2013. Par rapport à la version du cahier technique SIA 2030 publiée pour la première fois en 2010, plusieurs modifications ont été apportées.

Une première modification concerne le changement de titre du cahier technique, car celui-ci régit l'utilisation de granulats recyclés non seulement dans le béton recyclé, mais aussi dans le béton en général. Par ailleurs ont été introduites des classes de béton recyclé. Ceci pour répondre au souhait de pouvoir intégrer facilement aux appels d'offres du béton recyclé avec des teneurs élevées en granulats recyclés. C'est pourquoi deux classes de béton recyclé avec granulats de béton (C) ou granulats mélangés (M) ont été introduites. De plus, un nouveau type de granulats a été introduit : les « granulats issus du traitement ». Comme l'entrée en vigueur en 2016 de l'Ordonnance sur la limitation et l'élimination des déchets (OLED) donne encore plus de poids à l'économie circulaire, les matières valorisables ne devraient plus être mises en décharge, mais réintégrées dans le processus de production. C'est pourquoi un nouveau type de granulats – les granulats issus du traitement – a été introduit, dont l'utilisation est réglementée à l'annexe A du cahier technique.

Une autre nouveauté est l'introduction de nouvelles classes de module d'élasticité. Celle-ci a été motivée par l'importance considérable du module d'élasticité (module E) du béton recyclé sur le comportement à la déformation. En ce qui concerne les bases de dimensionnement, des adaptations ont été effectuées pour le dimensionnement de l'effort tranchant et du poinçonnement. En outre, le béton de recyclage RC-M ne peut pas être utilisé pour le béton précontraint ni pour les éléments de construction menacés par la fatigue, et le béton de recyclage RC-C ne peut être utilisé qu'après les analyses préalables appropriées.

### Définitions des matériaux

Les matériaux sont définis comme suit selon le cahier technique SIA 2030:2021 :

- Béton :  
la norme SN EN 206:2013+A2:2021, alinéa 3.1.1.1, et aussi : le béton selon les propriétés exigées peut contenir des granulats recyclés avec moins de 25 % en masse de granulats de béton (C) ou moins de 10 % en masse de granulats mélangés (M), dans la mesure où les propriétés requises sont remplies.

- Béton recyclé :  
béton selon les propriétés exigées d'après la norme SN EN 206:2013+A2, dont le mélange de granulats contient au moins la proportion définie de granulats recyclés C ou M.
- Béton recyclé RC-C :  
béton selon les propriétés exigées d'après la norme SN EN 206:2013+A2, dont le mélange de granulats contient moins de 25 % en masse de granulats de béton (C) est qualifié de béton RC-C. Le béton recyclé RC-C est réparti dans les classes suivantes avec les pourcentages déclarés de granulats de béton (C) :  
RC-C25 :  $25 \% \leq C < 50 \%$  (en pourcentage de la masse)  
RC-C50 :  $50 \% \leq C \leq 100 \%$  (en pourcentage de la masse)  
Aucun granulats mixte (M) ne peut être ajouté au béton recyclé RC-C.
- Béton recyclé RC-M :  
le béton dont les propriétés sont conformes à la norme SN EN 206:2013+A2 et dont le mélange de granulats contient au moins 10 % en masse de granulats mélangés M doit être désigné comme RC-M. Le béton recyclé RC-M est réparti dans les classes suivantes avec les proportions déclarées de granulats mélangés (M) :  
RC-M10 :  $10 \% \leq M < 40 \%$  (en pourcentage de la masse)  
RC-M40 :  $40 \% \leq M \leq 100 \%$  (en pourcentage de la masse)  
Des granulats de béton (C) peuvent être ajoutés au béton recyclé RC-M et comptabilisés comme granulats mélangés (M) si la proportion minimale de granulats mélangés (M) de la classe de béton recyclé correspondante est d'au moins 40 % de la masse.

### Caractéristiques du béton recyclé

Le module d'élasticité du béton de recyclé  $E_{rcm}$  doit être défini (par le fournisseur de béton), car il dépend fortement de la teneur et de la composition des granulats recyclés et ne peut pas être estimé selon SIA 262:2013, alinéa 3.1.2.3.3 (coefficient  $k_E$ ).

Le coefficient de dilatation thermique  $\alpha_T$  peut être considéré pour le RC-C comme étant le même que pour le béton avec granulats naturels et pour le RC-M comme étant le même que pour le béton léger.

Le fluage du béton recyclé peut être estimé en utilisant le module d'élasticité  $E_{rcm}$ , en augmentant de 25 % l'indice de fluage du « béton normal ».

Le retrait du béton recyclé peut être estimé en augmentant la valeur finale du retrait  $\varepsilon_{cs,\infty}$  par le rapport des modules E du béton normal et du béton recyclé ( $\eta_r$ ) selon l'équation (69).

### Dimensionnement avec du béton recyclé

Les règles de dimensionnement de SIA 262:2013 peuvent s'appliquer par analogie, en tenant compte des adaptations mentionnées dans le cahier technique SIA 2030:2021. Le béton recyclé RC-C peut être dimensionné selon les règles de la SIA 262:2013, sauf pour les exceptions concernant le béton précontraint et la fatigue, et en tenant compte des déformations les plus grandes.

Pour le dimensionnement avec du béton recyclé RC-M, des règles supplémentaires doivent être respectées. Ces règles pour le dimensionnement du béton recyclé RC-M dans le cahier technique SIA 2030:2021 se basent sur des études expérimentales menées à la Haute école de Lucerne en 2013 et 2018, ainsi que sur un rapport de synthèse à l'attention de la commission de normalisation SIA 262.

La déformation spécifique de rupture du béton se définit ainsi

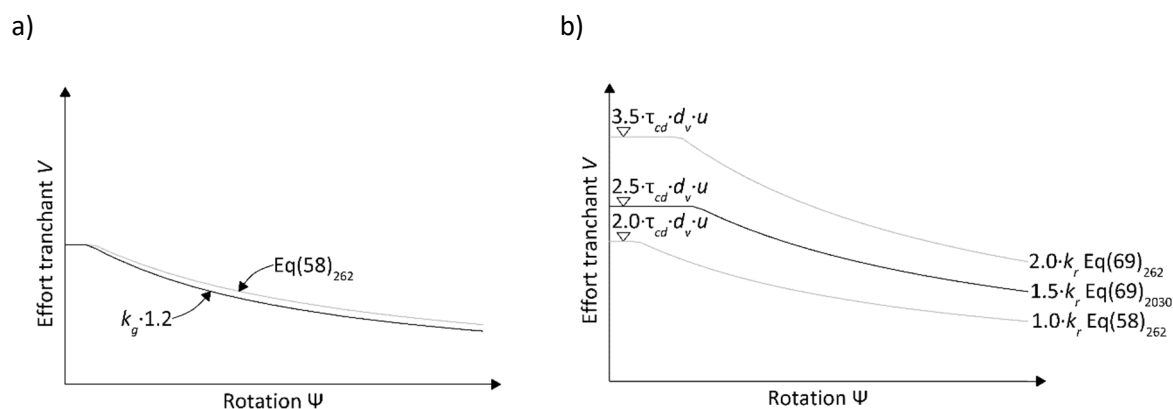
$$\varepsilon_{c2d} = 0.003 \cdot \eta_r \geq 0.002 \quad (67)$$

$$\varepsilon_{c1d} = 0.67 \cdot \varepsilon_{c2d} \quad (68)$$

Où  $\eta_r$  est le rapport des modules d'élasticité du béton normal et du béton recyclé.

$$\eta_r = \frac{E_{rcm}}{E_{cm}} \leq 1 \quad (69)$$

Pour le dimensionnement de l'effort tranchant, la valeur  $k_g$  de l'équation (37) de la SIA 262:2013 doit être multipliée par un facteur 1.2. Cela a des conséquences sur le dimensionnement au poinçonnement, pour lequel la valeur  $k_g$  est également utilisée. De plus, lors du dimensionnement au poinçonnement, les facteurs 2 et 3.5 de l'équation (69) de la SIA 262:2013 doivent être réduits à 1.5 et 2.5. Ill. 37 montre l'influence des valeurs adaptées sur le critère de rupture sur le diagramme charge-rotation.



Ill. 37 : Influence des règles de dimensionnement du cahier technique SIA 2030:2021 sur le critère de rupture concernant le poinçonnement : (a) augmentation de  $k_g$  et (b) réduction des valeurs numériques pour contrôler la rupture de la bielle de compression du béton au niveau du bord de la colonne.



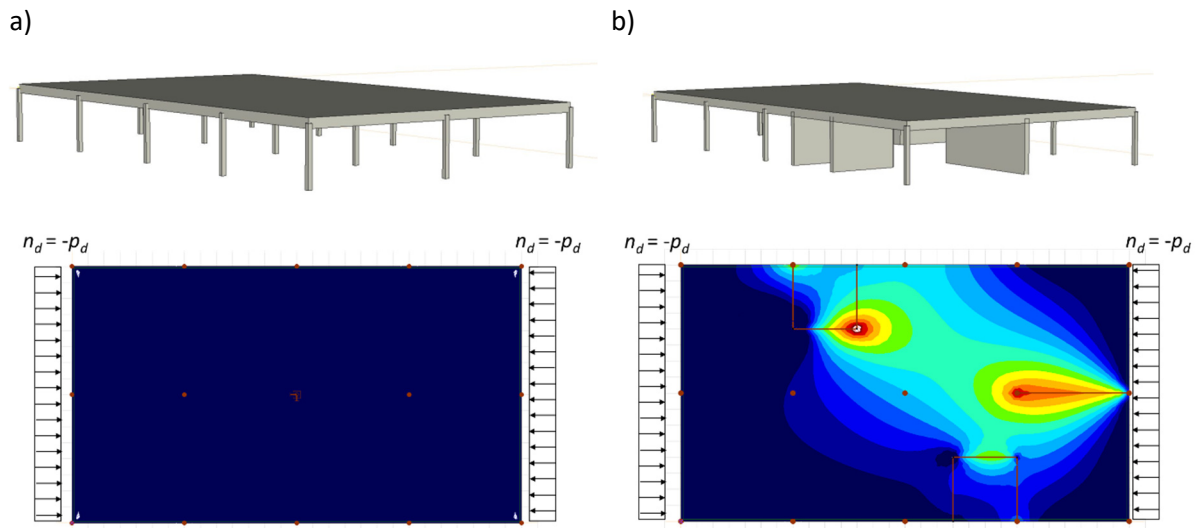
## 2.11 Précontrainte

De manière générale la précontrainte des planchers-dalles présente, en plus des avantages en matière de résistance ultime à la flexion et de comportement à la fissuration et à la flexion, également un avantage considérable en matière de poinçonnement. Dans la norme SIA 262:2013, les effets de la précontrainte peuvent également être pris en compte dans la vérification du poinçonnement. Il faut toutefois noter que des points essentiels doivent être respectés lors de la prise en compte de la précontrainte dans le calcul du poinçonnement.

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

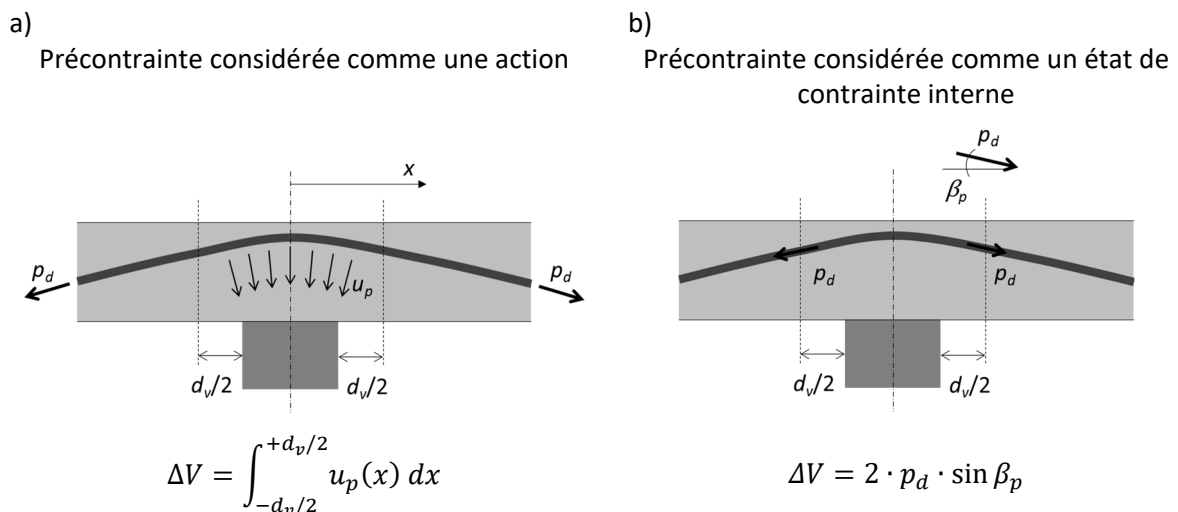
L'autre problème posé par l'application de la vérification du poinçonnement concerne les différents effets de la précontrainte. Il faut distinguer entre précontrainte avec ou sans adhérence. Tandis qu'avec de l'adhérence il est possible d'obtenir la réserve de charge du câble de précontrainte du fait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

Par ailleurs, il convient de tenir compte de la répartition des efforts due aux forces d'ancrage. Selon la géométrie du système porteur, il est possible que les forces de compression dans la dalle n'agissent pas comme espéré pour la colonne concernée. Ceci peut être le cas si la contrainte s'exerce contre un élément rigide parallèlement à la direction de compression, dans ce cas, l'effet de la précontrainte peut aussi être supprimé. 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. Pour cette raison, il est recommandé de considérer la précontrainte comme une action. La figure ci-dessous montre la progression d'un effort normal dans le plancher-dalle dans deux situations. Selon la situation, l'effort normal au droit de la colonne est différent. Si l'on observe la colonne au centre de l'image, on constate que sur Ill. 38a) la force normale totale s'applique alors que sur Ill. 38b) la force normale est réduite. Par conséquent, le moment de décompression dans la situation décrite sur Ill. 38b) est également inférieur à celui de la situation décrite sur Ill. 38a).



III. 38 : Répartition de la force normale pour a) une déformation non entravée et b) une déformation entravée dans le sens longitudinal

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 – il s’agit en général de la composante active de la force de déviation – peut être déduite de l’action globale. Dans ce cas, la précontrainte est considérée comme une action. Si elle est considérée comme un état de contrainte interne, l’effet bénéfique de la précontrainte peut être pris en compte conformément à l’alinéa 4.3.3.4.9 (effort tranchant). L’effort tranchant est alors réduit de la composante verticale de la précontrainte dans la section de contrôle.



III. 39 : Réduction de l’effet de l’effort tranchant en a) considérant la précontrainte comme un faisceau d’actions ou b) en considérant la précontrainte comme un état de tension interne

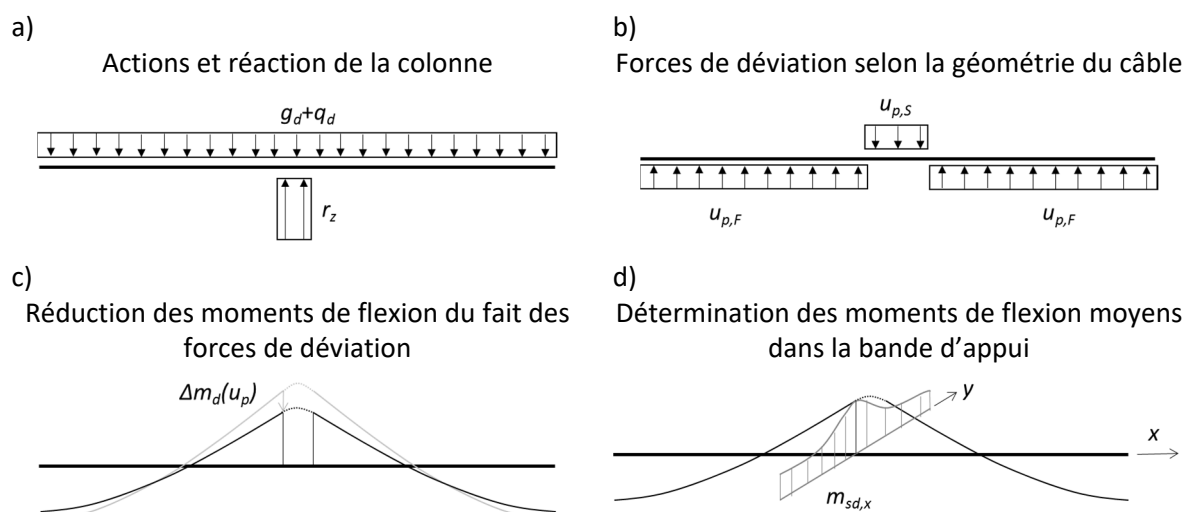
L'alinéa 4.3.6.4.3 indique que dans l'équation (59) le moment de flexion dans la bande d'appui  $m_{sd}$  peut être remplacé par  $(m_{sd} - m_{Dd})$  et la résistance à la flexion  $m_{Rd}$  par  $(m_{Rd} - m_{Dd})$ ,  $m_{Dd}$  désignant le moment de décompression dans la bande d'appui. Par conséquent, le principe de l'approche au degré d'approximation 3 s'applique :

$$\psi = 1.2 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd} - m_{Dd}}{m_{Rd} - m_{Dd}} \right)^{3/2} \quad (70)$$

Se pose alors la question de savoir comment déterminer les valeurs concernées vu les différentes hypothèses et propriétés de précontrainte. A ce propos, ci-dessous sont regroupés pour les cas les plus importants les formules permettant de déterminer ces valeurs.

La difficulté est de comprendre qu'il existe plusieurs influences de la précontrainte dans cette équation (70). Ce qui vient encore compliquer les choses, c'est que, selon l'hypothèse retenue, ces influences apparaissent à différents endroits dans l'équation. Dans le cas où la précontrainte peut être considérée comme une action, alors il en résulte les influences ci-dessous.

Le moment de flexion moyen dans la bande d'appui ( $m_{sd}$ ) est réduit du moment résultant des efforts de déviation de la précontrainte. Cet effet ne peut être pris en compte pour la vérification du poinçonnement qu'avec le degré d'approximation 3.

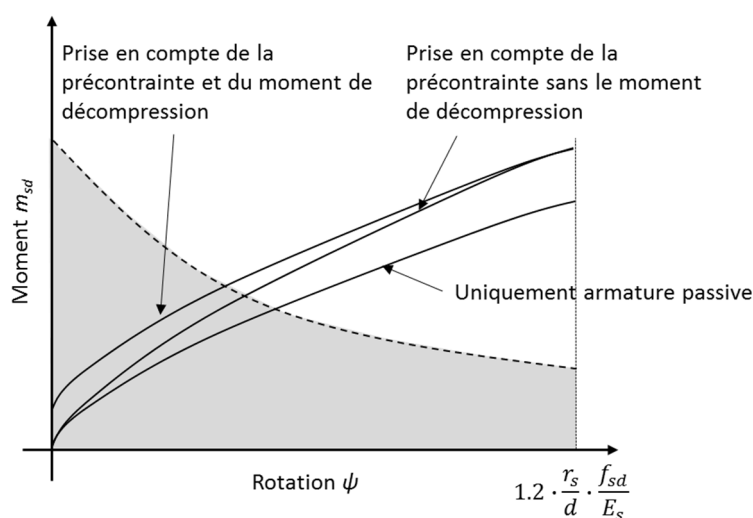


III. 40 : Prise en compte de la précontrainte pour la détermination des moments de flexion moyens dans la bande d'appui.

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 de calcul de la résistance de l'acier de précontrainte et la valeur de calcul de la force de précontrainte ( $\alpha_p \cdot f_{pd} - p_d$ ) – dite « réserve de contrainte ». 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 pris en considération pour la vérification du poinçonnement tient compte du fait que la formation de fissures est réduite sous l'influence de la précontrainte. Plus la rotation augmente, plus l'influence du moment de décompression diminue comme on le voit sur l'III. 41.

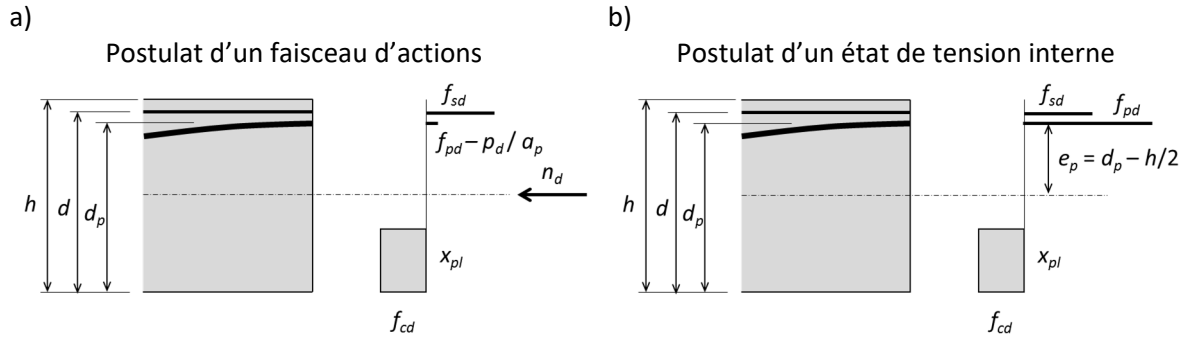


III. 41 : Influence de la précontrainte sur le diagramme moments-rotation

Dans le cas où on considère la précontrainte comme état d'autocontrainte, le moment de flexion moyen dans la bande d'appui ( $m_{sd}$ ) est égal au moment de flexion sans précontrainte. Dans ce cas la résistance à la flexion augmente notablement, car la résistance de l'acier de précontrainte ( $\alpha_p \cdot f_{pd}$ ) est intégrée dans le calcul de la résistance à la flexion. 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. Le moment de décompression peut être déterminé de même manière que lorsqu'on considère la précontrainte comme une action. Il faut cependant tenir compte de l'excentricité de l'élément précontraint.

Les équations permettant de déterminer la résistance à la flexion  $m_{Rd}$  et le moment de décompression  $m_{Dd}$  sont présentées ci-dessous pour les différentes approches. La règle suivante s'applique pour les signes :

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



III. 42 : Forces et contraintes dans la section en a) considérant la précontrainte comme un faisceau d'actions ou b) en considérant la précontrainte comme un état de tension interne

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

Hypothèse: Action avec adhérence et effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + (a_p \cdot f_{pd} - p_d) - n_d) / f_{cd} \quad (71)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + (a_p \cdot f_{pd} - p_d) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (72)$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right) \quad (73)$$

Hypothèse: Etat d'autocontrainte avec adhérence et effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + a_p \cdot f_{pd}) / f_{cd} \quad (74)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + a_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (75)$$

$$m_{Dd} \approx p_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e\right) = p_d \cdot \left(d_p - \frac{d}{3}\right) \quad (76)$$

Hypothèse: Action sans adhérence avec effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} - n_d) / f_{cd} \quad (77)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (78)$$

$$m_{Dd} \approx -n_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3}\right) \quad (79)$$

Hypothèse: Etat d'autocontrainte sans adhérence avec effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + p_d) / f_{cd} \quad (80)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (81)$$

$$m_{Dd} \approx p_d \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{d}{3} + e\right) = p_d \cdot \left(d_p - \frac{d}{3}\right) \quad (82)$$

Hypothèse: Action avec adhérence mais sans effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + (a_p \cdot f_{pd} - p_d)) / f_{cd} \quad (83)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + (a_p \cdot f_{pd} - p_d) \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (84)$$

$$m_{Dd} = 0 \quad (85)$$

Hypothèse: Etat d'autocontrainte avec adhérence mais sans effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd} + a_p \cdot f_{pd} - p_d) / f_{cd} \quad (86)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + a_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (87)$$

$$m_{Dd} = p_d \cdot e = p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) \quad (88)$$

Hypothèse: Action sans adhérence ni effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd}) / f_{cd} \quad (89)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (90)$$

$$m_{Dd} = 0 \quad (91)$$

Hypothèse: Etat d'autocontrainte sans adhérence ni effort normal

$$x_{pl} = 0.85x = (a_s \cdot f_{sd})/f_{cd} \quad (92)$$

$$m_{Rd} = a_s \cdot f_{sd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) + x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (93)$$

$$m_{Dd} = p_d \cdot e = p_d \cdot \left(d_p - \frac{h}{2}\right) \quad (94)$$

### Exemple

Dans cet exemple, la précontrainte est considérée comme une action. Les gaines sont injectées, c'est pourquoi l'adhérence des câbles est considérée. En raison de la disposition des câbles et du système porteur, on suppose que 40 % de la force de précontrainte agit comme effort normal au droit de la colonne. De plus, dans l'exemple, la vérification est effectuée à l'instant  $t = \infty$ , les pertes de tension dues au fluage, au retrait et à la relaxation sont admises égales à 15 % de la force de précontrainte. En outre, les valeurs suivantes sont considérées :

Béton	$f_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>	Coefficients	$\gamma_c$	1.5
Acier d'armature	$f_{sk}$	500 N/mm <sup>2</sup>		$\gamma_s$	1.15
Précontrainte	$E_s$	205000 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{p0}/f_{pk}$	0.7
	$f_{pk}$	1770 N/mm <sup>2</sup>		$\sigma_{p\infty}/\sigma_{p0}$	0.85
	$f_{pd}$	1320 N/mm <sup>2</sup>		$\eta_t$	1.0
Géométrie	$h$	400 mm		$\eta_{fc}$	1.0
	$d$	350 mm			
	$d_p$	300 mm			
Armature	$a_s$	2010 mm <sup>2</sup> /m			
Précontrainte	$a_p$	628 mm <sup>2</sup> /m			
	$p_{d,\infty}$	661 kN/m	$(0.85 \cdot 0.7 \cdot f_{pk} \cdot a_p)$		

$$f_{cd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad (95)$$

$$f_{sd} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ N/mm}^2 \quad (96)$$

$$n_d = -40\% \cdot p_d = -40\% \cdot 661 = -265 \text{ kN/m} \quad (97)$$

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

$$x_{pl} = (2010 \cdot 435 + (628 \cdot 1320 - 661000) - (-265000))/(20 \cdot 1000) \quad (98)$$

$$x_{pl} = 65 \text{ mm}$$

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

$$m_{Rd} = 2010 \cdot 435 \cdot \left(350 - \frac{400}{2}\right) + (628 \cdot 1320 - 661000) \cdot \left(300 - \frac{400}{2}\right) \quad (99)$$

$$+ 65 \cdot 1000 \cdot 20 \cdot \left(\frac{400}{2} - \frac{65}{2}\right) = 366 \text{ kNm/m}$$

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

$$m_{Dd} \approx -(-265000) \cdot \left(\frac{400}{2} - \frac{350}{3}\right) = 22 \text{ kNm/m} \quad (100)$$

Cela peut se faire de manière similaire pour l'autre direction de l'armature.

Comme la précontrainte a été considérée comme une action, il faut tenir compte des forces de déviation lors de la détermination des moments de flexion moyens dans la bande d'appui  $m_{sd}$ . Cela signifie que pour déterminer les moments de flexion dans le logiciel FE, il faut introduire les forces de déviation comme une action.

## 2.12 Évidements

Conformément à la norme SIA 262, les évidements doivent être pris en compte s'ils sont à moins de  $5 d_v$  de la section de contrôle. En présence d'une armature de poinçonnement, la section de contrôle à considérer est celle située à l'intérieur de cette armature, soit la plus éloignée de la colonne. Si l'on y regarde de plus près, cela n'a guère de sens. Si l'on considère que l'éclatement des planchers-dalles se situe dans une zone de (101).

$$\frac{d}{L} \approx \frac{1}{30}$$

En tenant compte de

$$r_s \approx 0.22L \quad (102)$$

on obtient la distance radiale entre le centre de la colonne et le point de moment nul

$$r_s \approx 6.6d \quad (103)$$

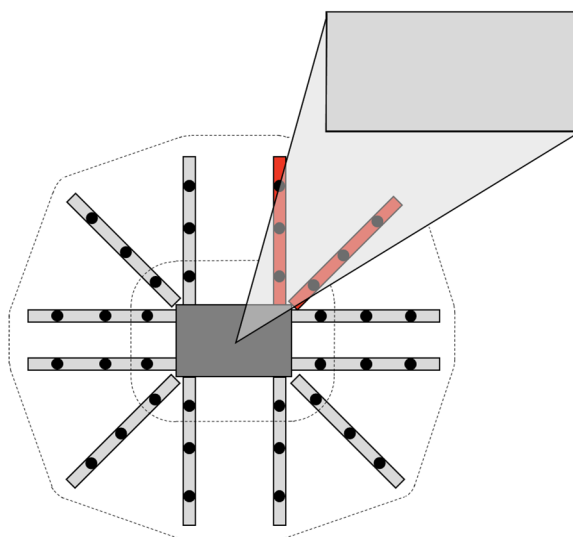
C'est pourquoi les évidements situés à une distance de  $5.5 d_v$  du bord de la colonne se trouvent dans la zone de moment nul. Dans ce cas-là, l'évidement a bien entendu toujours une influence sur la répartition de l'effort tranchant, mais le poinçonnement n'existe plus dans cette zone.

Lors de l'installation de têtes en acier, on pourrait argumenter que le point de moment nul s'éloigne de la colonne. Cela peut être le cas pour les têtes en acier rigides. Mais dans ce genre de cas, c'est surtout le moment de flexion tangentiel qui serait fortement réduit, de sorte que l'on peut s'attendre à des rotations de dalle nettement plus faibles. Ainsi la limitation à  $5.5 d_v$  à partir du bord de la colonne est également recommandée dans ces cas-là.



Par ailleurs, il faut mentionner que, selon la norme, seules les conduites radiales sont autorisées dans les zones de  $5 d_v$  par rapport à la section de contrôle. Si l'on appliquait cette distance par rapport au point le plus éloigné aux dalles avec armature de poinçonnement, il serait pratiquement impossible d'installer des conduites, même dans les zones qui ne sont plus exposées au poinçonnement. Il convient toutefois de mentionner que la résistance à l'effort tranchant doit être garantie dans tous les cas en tout point de la dalle. Dans certaines circonstances, une armature supplémentaire doit être disposée autour des conduites (par ex. DURA Box).

La prise en compte des évidements dans le dimensionnement se fait par une interruption de la section de contrôle. L'interruption est définie par deux droites partant du centre de la surface d'appui vers les extrémités de l'évidement (Ill. 43). De même, l'armature de poinçonnement à l'intérieur de la zone définie par ces deux droites ne doit pas être prise en compte dans le dimensionnement. Si l'on calcule avec un taux d'armature de poinçonnement, la déduction peut être calculée en fonction du rapport entre la longueur totale de la section de contrôle au niveau du bord de la surface d'appui et la longueur de la section de contrôle réduite à cause de l'évidement.



Ill. 43 : Prise en compte des évidements

Les évidements peuvent également avoir une influence sur la disposition de l'armature de poinçonnement. Ce point est abordé au chapitre 2.7 Conception.

### 2.13 Décrochements de dalles

Les décrochements de dalles dans les zones présentant des risques de poinçonnement constituent une situation complexe, car ils ont une influence sur des paramètres essentiels du dimensionnement au poinçonnement. Outre les différences évidentes de hauteurs efficaces pour la reprise de l'effort tranchant le long des sections de contrôle, la répartition de l'effort tranchant et la raideur en flexion de la dalle sont également modifiées. Pour compliquer les choses, l'influence peut être très différente selon l'emplacement et la géométrie du décrochement de la dalle. Cela peut aller d'une influence pratiquement nulle à une transformation en une structure porteuse à poutres. Alors que dans le premier cas, il est possible de procéder à un dimensionnement au poinçonnement usuel,

dans le second cas il faut procéder à des vérifications de l'effort tranchant. De même, on observe une tendance croissante à ne pas placer les colonnes directement sous les décrochements de dalle, ce qui n'est manifestement pas idéal d'un point de vue statique et augmente encore la complexité du dimensionnement au poinçonnement. L'Ill. 44 montre quelques exemples de différents types de décrochements de dalle.



Ill. 44 : Exemples de différents types de décrochements de dalle

En raison du grand nombre de variantes possibles, il est impossible de définir une procédure standard. Il y a toutefois des aspects fondamentaux à prendre en compte pour définir la procédure à suivre. La première chose à faire est certainement de distinguer s'il s'agit toujours d'un problème de poinçonnement ou si un système porteur « poutre » apparaît suite au décrochement de dalle. Si l'on considère toujours qu'il s'agit d'un problème de poinçonnement, une approche pragmatique peut être d'effectuer la vérification de la résistance au poinçonnement en considérant l'épaisseur la plus faible de la dalle. L'aspect sécurité est ici prioritaire. Dans tous les cas, avec ce genre de problèmes, il est judicieux d'effectuer le calcul avec un degré d'approximation 3 et de déterminer la valeur  $k_e$  à l'aide des moments d'encastrement de la dalle. Le décrochement de dalle doit également être considéré dans le modèle FE.

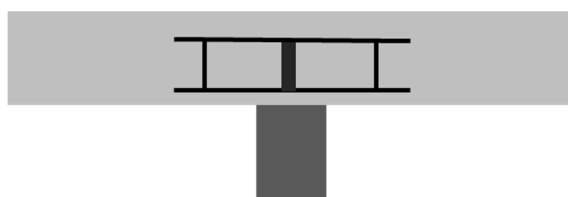
Si une hypothèse simplifiée n'apporte pas de solution, il est possible de tenir compte des différences de répartition de l'effort tranchant, des différences de hauteur efficace pour la reprise de l'effort tranchant et des différences de résistance ou de raideur à la flexion. Devant ce genre de problèmes particuliers, il est cependant toujours judicieux d'utiliser des armatures de poinçonnement en cas de doute, car cela augmente considérablement la capacité de déformation des dalles et confère ainsi une robustesse supplémentaire au système porteur.

## 2.14 Protection incendie

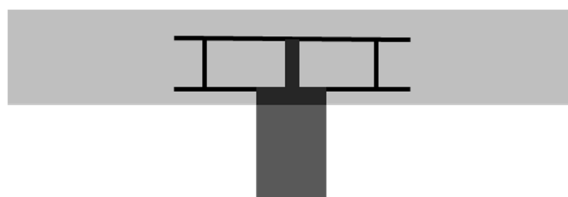
Pour l'armature de poinçonnement, comme pour les dalles en béton armé, le tableau 16 de la norme SIA 262:2013 s'applique en tenant compte du correctif SIA 262-C1:2017. C'est-à-dire que l'armature de poinçonnement doit respecter les enrobages indiqués. Il convient de vérifier cet enrobage lors de l'exécution des travaux.

Pour les têtes en acier, le détail de raccordement à la colonne est déterminant. Ainsi pour les colonnes préfabriquées en béton armé ou les colonnes mixtes acier/béton, on utilise souvent des plaques de tête qui sont directement reliées à la tête en acier. Outre l'enrobage, cela a une influence sur la résistance au feu de la tête en acier. Les fabricants de têtes en acier disposent généralement d'un agrément AEA1 en matière de protection incendie, ce qui leur permet de fournir les informations appropriées sur la durée de résistance au feu dans les situations correspondantes.

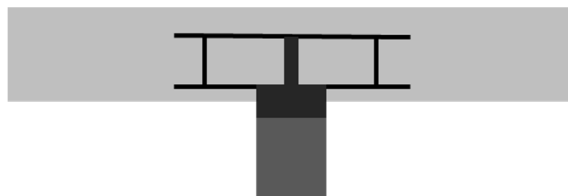
a)



b)



c)



Ill. 45 : Exemples de détails de raccordement d'une tête en acier à une colonne : a) colonne sans plaque de tête en acier, b) colonne avec plaque de tête en acier entièrement encastrée dans la dalle et c) colonne avec plaque de tête en acier partiellement encastrée dans la dalle.



### 3 Dimensionnement selon expertise

Selon SIA 262, 4.3.6.5.8, le facteur 2 de l'équation (69) peut être augmenté si une armature de poinçonnement particulièrement efficace, dont la performance accrue a été démontrée expérimentalement, est mise en place. Ce facteur 2 est donc souvent appelé coefficient du système ou  $k_{sys}$ . Comme son nom l'indique, le coefficient du système dépend entre autres du système de poinçonnement. Il convient toutefois de noter que cette valeur n'est pas un paramètre physique, mais qu'elle doit être déterminée expérimentalement pour chaque système. C'est-à-dire que le  $k_{sys}$  ne dépend pas exclusivement du système de poinçonnement, mais aussi de divers autres paramètres, comme par exemple la disposition de l'armature de poinçonnement, la géométrie des dalles et des colonnes et le taux d'armatures de flexion. Il convient donc de faire attention à la manière dont la valeur  $k_{sys}$  a été déterminée pour le système en question – en particulier compte tenu du fait qu'elle est parfois utilisée abusivement comme instrument de marketing. Pour évaluer la qualité d'une expertise ou la détermination de la valeur  $k_{sys}$ , on peut se référer aux points de repère suivants :

- Pour pouvoir juger de la qualité de l'expertise, l'ingénieur(e) doit pouvoir la consulter et la comprendre.
- L'expertise ou la détermination de la valeur  $k_{sys}$  devrait, comme le dimensionnement, être à la pointe de la technique. Par conséquent, l'expertise doit se référer à la norme de dimensionnement en vigueur.
- La détermination expérimentale d'un paramètre implique un certain nombre d'essais avec variation de tous les facteurs importants.
- La disposition de l'armature de poinçonnement a une influence importante sur le coefficient du système. C'est pourquoi certains systèmes de poinçonnement impliquent des conditions de pose supplémentaires parfois très difficiles à respecter dans la pratique. Dans certaines expertises, les tolérances de pose ne sont que de quelques cm, elles doivent impérativement être respectées, car la valeur  $k_{sys}$  a été déterminée avec précision avec ces distances. Si ces valeurs ne sont pas respectées, il faut parfois s'attendre à un  $k_{sys}$  ou à un niveau de sécurité plus faible. Enfin une expertise, ou la valeur  $k_{sys}$  qu'elle comporte, ne peut être appliquée sérieusement que si la disposition dans la pratique correspond à la disposition durant les essais.
- Certaines expertises comportent des clauses spécifiques. Selon les cas, la responsabilité est entièrement attribuée à l'utilisateur(trice) de l'expertise, c'est-à-dire à l'ingénieur(e) civil(e) qui réalise le projet. Il faut donc savoir si l'expertise ne s'applique qu'à des essais en laboratoire ou si elle peut s'appliquer aussi à des cas réels.

En résumé, on peut retenir que pour un dimensionnement selon expertise, comme par exemple avec une valeur  $k_{sys}$  plus élevée, toutes les conditions cadres doivent également être prises en compte. La mise en œuvre des bases de dimensionnement, c'est-à-dire des conditions cadres, doit être garantie aussi bien lors de l'élaboration du projet que sur le chantier, par exemple par des contrôles appropriés des conditions de pose.



## 4 Dimensionnement selon l'ITC

Pour le calcul des ouvrages de protection, les Instructions techniques pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection (ITC) constituent une référence. Outre les définitions des actions, on y trouve également des directives pour le calcul de la résistance ultime et pour la conception ; il y est fait référence dans de nombreux cas aux méthodes de dimensionnement de la SIA 262. En ce qui concerne le poinçonnement, le modèle de dimensionnement de la SIA 262 est donc également utilisé. Toutefois, il est possible d'utiliser des caractéristiques de matériaux plus élevées lors du dimensionnement.

Classe de béton	C25/30	C30/37
Résistance à la compression $f_{cd}$	38 N/mm <sup>2</sup>	44 N/mm <sup>2</sup>
Limite de contrainte de cisaillement $\tau_{cd}$	1.6 N/mm <sup>2</sup>	1.7 N/mm <sup>2</sup>
Contrainte d'adhérence $f_{bd}$	3.6 N/mm <sup>2</sup>	4.0 N/mm <sup>2</sup>
Module d'élasticité $E_c$	35000 N/mm <sup>2</sup>	35000 N/mm <sup>2</sup>

Acier d'armature	B500B / B500C
Limite d'écoulement $f_{sd}$	600 N/mm <sup>2</sup>
Module d'élasticité $E_s$	205 000 N/mm <sup>2</sup>

Acier de construction	S235, S275, S355, S460
Limite d'étirement $f_{yd}$	$f_{yd} = 1.3 f_y$

Dans la mesure où aucune étude expérimentale n'a été réalisée pour les sollicitations constituant la base de l'ITC (choc aérien, choc terrestre, etc.), il va de soi que les valeurs normatives doivent être utilisées pour le dimensionnement selon l'ITC, notamment pour la valeur  $k_{sys}$  selon l'équation (11).





## 5 Systèmes de poinçonnement

En Suisse, différents systèmes de poinçonnement sont disponibles sur le marché, chacun ayant ses points forts et ses points faibles.

### 5.1 Paniers d'étriers

Les paniers d'étriers, comme les paniers Aschwanden DURA, sont constituées d'étriers individuels soudés ensemble pour former un panier d'armature. L'avantage est qu'il y a de nombreux étriers de petits diamètres. Ceci permet, sur le chantier, de disposer d'une grande tolérance de pose, en général d'un entre-axe, à condition que le dimensionnement en tienne compte. De plus, les paniers forment avec l'armature de flexion un système stable qui garantit le respect de la hauteur statique.

### 5.2 Goujons à double tête

Par rapport aux étriers, les goujons à double tête, comme les Halfen HDB, ont l'avantage de présenter un meilleur ancrage grâce à la tête de goujon. Cela permet d'atteindre des résistances au poinçonnement plus élevées. Il convient toutefois de noter que le meilleur ancrage n'est que partiellement responsable de l'augmentation de la résistance ultime. La position des goujons à double tête est également importante dans ce contexte. En particulier, la position des goujons les plus proches de la colonne est déterminante pour la capacité de charge maximale. C'est pourquoi il faut veiller à ce que leur disposition soit correcte, ce qui a pour conséquence que l'installation et surtout le contrôle sur le chantier sont plus compliqués qu'avec les paniers d'étriers. Pour garantir une installation correcte, il est préférable de fixer les barres à goujons sur le coffrage avant de poser l'armature de flexion.

### 5.3 Éléments S

Les barres d'armature relevées sont utilisées depuis des décennies. L'élément Aschwanden DURA-S est un développement breveté de celles-ci. L'avantage par rapport aux barres relevées traditionnelles est un meilleur ancrage grâce à la plaque d'ancrage et à la barre de compression supplémentaire, il est souvent difficile de couvrir 50 % de la charge de dimensionnement  $V_d$  uniquement avec les éléments S. Des essais ont montré que la combinaison d'éléments S et de paniers DURA permettait d'obtenir une solution très performante en termes de résistance au poinçonnement et de capacité de déformation. Cela permet d'atteindre facilement 50 % de la charge de dimensionnement  $V_d$ . De plus, la combinaison améliore également l'application de la charge au niveau du bord de la colonne, ce qui permet d'appliquer une valeur  $k_{sys}$  plus élevée par rapport à une solution avec uniquement des paniers ou des éléments S.

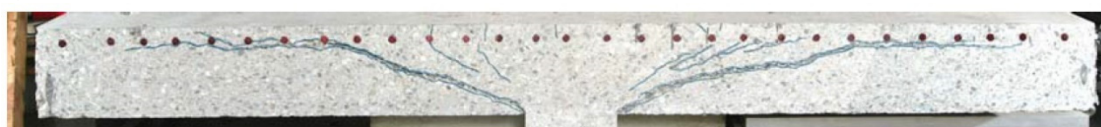
### 5.4 Têtes en acier

En cas de charges très élevées et en particulier en combinaison avec des colonnes élancées, les têtes en acier permettent une transmission performante des efforts. Contrairement aux armatures de poinçonnement, les têtes en acier soulagent la zone d'introduction de la charge au droit du bord de la colonne. Ainsi il est possible d'éviter une ruine due au poinçonnement ou une défaillance de la première bielle de compression du béton au niveau du bord de la colonne. Ce type de défaillance se déplace vers la périphérie de la tête en acier. C'est pourquoi les têtes en acier constituent un renforcement au poinçonnement extrêmement performant, en particulier en combinaison avec une armature de poinçonnement supplémentaire. Dans ces cas-là, la résistance ultime est généralement

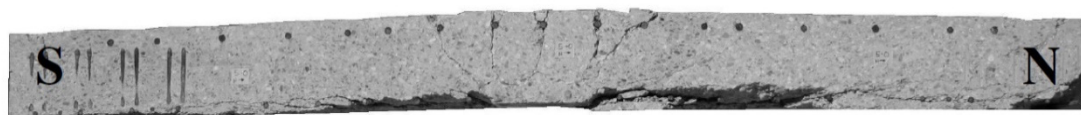
limitée par les conditions géométriques aux bords, comme par exemple la hauteur maximale possible de la tête.

Comme les têtes en acier sont conçues de manière assez rigide, il y a toujours la crainte que la capacité de déformation de la dalle s'en trouve affectée de manière négative. Cette crainte est infondée pour les têtes en acier DURA et HSP. Il est vrai que la tête en acier rigidifie la dalle en béton armé. Ce raidissement est généralement assez faible, de sorte que la courbe de déformation sous charge n'est que peu impactée. Comme la résistance au poinçonnement augmente aussi considérablement et que le critère de rupture est ainsi déplacé, le comportement à la déformation augmente toujours par rapport aux dalles sans armature de poinçonnement. Dans le cas de têtes en acier associées à une armature de poinçonnement, il est ainsi possible d'obtenir des déformations très importantes.

a)



b)



c)



Ill. 46 : Photos de dalles en coupe après l'essai de poinçonnement a) d'une dalle sans armature de poinçonnement [Guandalini], b) d'une dalle avec armature de poinçonnement et c) avec une tête en acier et une armature de poinçonnement.

Les têtes en acier sont un moyen éprouvé de renforcement au poinçonnement. Il y a un point qui doit faire l'objet d'une attention particulière lors de l'utilisation de têtes en acier. Si la tête est installée entre deux colonnes, il faut s'assurer que la tête ne subisse pas de charge verticale. C'est-à-dire que la tête en acier ne doit pas servir à la transmission de la charge des colonnes supérieures aux colonnes inférieures. De même, la tête en acier ne doit pas être liée directement à un élément de transmission de charge, par exemple un noyau en acier, car sa déformation génère une contrainte supplémentaire dans la tête en acier. Dans le cas contraire, cela doit être pris en compte dans le calcul. La problématique peut être expliquée à l'aide des contraintes équivalentes de von Mises. En principe, les entretoises en acier des têtes, disposées en croix, subissent des contraintes de cisaillement et des contraintes normales dues au moment de flexion. Si des actions supplémentaires surviennent, comme par exemple des contraintes additionnelles dans la direction verticale (direction  $z$ )  $\sigma_z$ , la contrainte équivalente augmente et la tête en acier atteint plus tôt sa résistance ultime.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_x\sigma_z - \sigma_y\sigma_z + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} \leq f_y \quad (104)$$

Si l'on souhaite renoncer à un dimensionnement spécial de la tête en acier, il convient de prévoir une transmission de charge indépendante de la tête en acier.

## 6 Renforcement de planchers-dalles existants

En principe, il y a deux aspects à prendre en compte lors du renforcement de dalles existantes par rapport à une construction neuve. D'une part, il faut prendre en considération les données de la construction, comme la géométrie, l'armature, la qualité des matériaux, et d'autre part, il faut tenir compte de l'historique des charges et, en ce qui concerne le poinçonnement, de la déformation ou de la fissuration déjà existante.

### 6.1 Caractéristiques de la construction existante

La décision de procéder à un contrôle d'une construction existante peut être motivée par différentes raisons :

- Changement d'utilisation, nouvelles conditions d'utilisation et nouvelles situations de risque
- Remplacement ou modification d'installations techniques existantes
- Prolongation de la durée d'utilisation initialement prévue
- Remise en état suite à des dommages dus à l'environnement et à l'utilisation ou à la suite d'évènements exceptionnels tels que choc, incendie, explosion ou tremblement de terre
- Doutes relatifs à la sécurité structurale et/ou de l'aptitude au service
- Les obligations imposées par la législation et les nouvelles connaissances issues de l'évolution technique (p. ex. nouvelles normes).

#### **Caractéristiques des matériaux de construction – Généralités**

La mise à jour des propriétés des matériaux de construction se fait généralement de manière itérative. Si les propriétés des matériaux de construction estimées avec prudence ou déterminées à partir des documents relatifs à l'ouvrage révèlent une résistance ultime insuffisante ou un comportement structurel non ductile, il est nécessaire de prélever et de tester des échantillons des matériaux existants. Les tableaux 7 (résistance à la compression du béton et limite de la contrainte de cisaillement), 8 (acier d'armature) et 9 (acier de précontrainte) de l'annexe A de la norme SIA 269/2:2011 fournissent des informations sur l'évaluation des caractéristiques des matériaux de construction. Si les exigences relatives à la conception (p. ex. longueurs d'ancrage trop courtes) de la SIA 262:2013 ne sont pas respectées, les propriétés des matériaux doivent être vérifiées sur l'ouvrage. L'analyse de la structure porteuse existante a donc une influence sur l'étendue des contrôles à effectuer pour déterminer les caractéristiques des matériaux existants.

#### **Caractéristiques des matériaux de construction – Propriétés du béton**

La résistance à la compression du béton peut être déterminée directement sur des carottes. Cette méthode est peu intrusive, car elle ne nécessite que trois carottes par élément de construction (p. ex. colonne, poutre, travée de dalle, pan de mur). Les carottes d'un diamètre nominal et d'une longueur de 100 mm sont testées selon SN EN 12504-1:2009 et évaluées selon SN EN 13791:2019. Des indications concernant la conversion des valeurs de résistance d'éprouvettes de géométries différentes figurent dans la documentation SIA D0240 (paragraphe « Mise à jour des valeurs caractéristiques des matériaux de construction »).

Les essais indirects constituent des alternatives aux essais par carottage pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton sur un ouvrage. Elles peuvent également servir de complément aux données obtenues à partir d'un nombre limité de carottes. Par nature, les méthodes indirectes sont non-destructives. Lors d'un essai selon une méthode indirecte, ce n'est pas la résistance à la compression qui est déterminée, mais une autre grandeur physique (p. ex. énergie de rebondissement, vitesse d'impulsion dans le corps solide). Il est donc nécessaire d'établir une relation entre les résultats des essais indirects et la résistance à la compression des carottes. Si l'essai est exclusivement indirect, le résultat ne peut être utilisé que pour une estimation de la résistance à la compression du béton.

### **Caractéristiques des matériaux de construction – Propriétés de l'acier d'armature**

Depuis le début de la construction en béton armé à la fin du 19e siècle (Wayss 1887), de nombreux types d'acier d'armature différents ont été utilisés, issus de processus de fabrication variés et présentant parfois des formes fantaisistes (Russwurm 1993). Jusqu'en 1925, seuls des fers laminés, lisses, ronds ou plats, étaient disponibles comme aciers d'armature. L'exploitation de la résistance à la compression des éléments de construction soumis à la flexion a nécessité des qualités d'acier supérieures ainsi que des surfaces nervurées pour l'ancrage et l'adhérence. On a essayé de caractériser les aciers de résistances variées par des surfaces différentes ou par un marquage pour éviter toute confusion. Cet état de fait permet dans de nombreux cas, même sur des ouvrages existants, de classer les aciers dans une catégorie d'aciers d'armature en fonction de leur surface – en particulier lorsque l'année de fabrication de l'ouvrage est connue. Les registres des aciers d'armature conformes aux normes, qui ont été tenus par l'Empa à partir de la fin des années 1970 et publiés par la SIA, sont d'une aide appréciable.

Le projet de recherche AGB 2008/007 de l'OFROU avait pour but de recenser systématiquement les informations disponibles sur les rapports d'essai existants, les indications des fabricants et les dispositions normatives relatives aux anciennes armatures. La base de données a été construite à l'aide de différentes caractéristiques relatives aux propriétés mécaniques ainsi que d'autres caractéristiques d'identification (y compris des images de la surface de l'acier ou l'image des nervures) de manière à ce que des échantillons puissent être regroupés et analysés statistiquement en limitant les caractéristiques. Lors de la détermination des valeurs de calcul, la sécurité peut être accrue par la possibilité de comparer une petite série d'essais avec les données statistiques de la base de données. La base de données est accessible sur Internet : [www.steeldata.ch](http://www.steeldata.ch). Des indications concernant la longueur minimale d'échantillon requise ainsi que la détermination des valeurs caractéristiques figurent dans la documentation SIA D0240 (paragraphe « Mise à jour des valeurs caractéristiques des matériaux de construction »).

Les échantillons d'acier d'armature doivent être testés selon la norme SN EN ISO 15630-1:2019 et les échantillons de treillis soudés selon la norme SN EN ISO 15630-2:2019. La longueur des échantillons est fixée dans les prescriptions relatives aux essais. Lors du prélèvement des échantillons, l'endommagement de l'élément de construction mis en relation avec le volume d'acier prélevé, respectivement de la longueur des éprouvettes.

### **Caractéristiques des matériaux de construction – Propriétés de l’acier de précontrainte**

Dans les normes antérieures de la SIA, p. ex. SIA 162:1989, la limite d’écoulement était définie comme contrainte limite d’élasticité à 0.2 %. Les normes actuelles de la SIA, ont repris la réglementation européenne, c’est-à-dire la définition de la limite d’écoulement comme contrainte de limite d’élasticité à 0.1 %. Si le diagramme contrainte-allongement idéalisé de la SIA 262 est utilisé pour l’analyse du système porteur, il convient de tenir compte de cette modification de la définition. La différence de contrainte due à la différence de normalisation représente environ 70 N/mm<sup>2</sup> à 90 N/mm<sup>2</sup>. Les aciers de précontrainte actuels présentent une transition beaucoup plus directe de la phase élastique à la phase plastique.

Les échantillons d’acier de précontrainte doivent être testés conformément à la norme SN EN ISO 15630-3:2019. Les longueurs d’échantillons requises sont fixées dans les prescriptions relatives aux essais. La longueur d’ancrage pour les essais de traction est en général plus longue que pour les aciers d’armature. Les considérations relatives à la longueur minimale requise des échantillons sont similaires à celles relatives à l’acier d’armature, voir également les indications dans la documentation SIA D0240 (paragraphe « Mise à jour des valeurs caractéristiques des matériaux de construction »).

### **Armature de flexion**

L’armature de flexion prise en considération dans la bande d’appui est un paramètre prépondérant pour la détermination de la sécurité structurale. Sans plans de coffrage ni plans d’armature, la vérification est plus difficile. Si une première évaluation révèle une résistance insuffisante, l’armature de flexion existante doit impérativement être sondée – en particulier aussi en cas de corrosion présumée.

Les instruments de mesure actuels (par ex. scanner) permettent de déterminer de manière fiable et suffisamment précise la position des barres d’armature, mais rarement leur profondeur ou leur diamètre (Kenel & Jacobs 2008). Dans certains cas, ces appareils peuvent donner des résultats utiles, mais seuls des sondages ponctuels permettent de déterminer des valeurs précises.

La disposition des armatures peut être déterminée de manière fiable à l’aide du Ferroskan ou du Profometer. Des sondages sont généralement nécessaires pour déterminer les diamètres. Les sondages sont placés de manière appropriée dans la zone d’ancrage de l’armature de flexion, afin de vérifier en même temps la longueur d’ancrage effective des armatures.

Les divergences de la hauteur statique ont une influence déterminante sur la sécurité structure. Une réduction de 10 mm (et donc encore dans la plage de tolérance de la norme SIA 262:2013, annexe A) réduit significativement la sécurité structurale – en particulier pour les dalles minces.

Une diminution des hauteurs statiques utiles peut résulter d’un manque de précision dans la pose de l’armature ou du fait que l’armature de flexion supérieure s’est abaissée lors du bétonnage. Mais elle peut aussi être le résultat d’une position trop élevée de la surface d’appui, hypothèse avancée dans le cas de Gretzenbach après l’effondrement (voir SIA D0226 - Sécurité structurale des parkings couverts).

### **Prise en compte des déformations imposées**

En raison du comportement fragile des plancher-dalle sans armature de poinçonnement leur sécurité structurale dépend aussi des déformations imposées. Les tassements différentiels, qui se manifestent par des déformations et des fissures, ainsi que les décalages horizontaux, souvent visibles au niveau des joints de dilatation, doivent être mesurés et pris en compte lors du contrôle.

### **Conseils pour la détection des cas critiques**

La comparaison entre les différentes normes mentionnées dans la documentation SIA D0226 permet d'identifier, avant même le début d'un contrôle, les cas probablement critiques selon les normes actuelles :

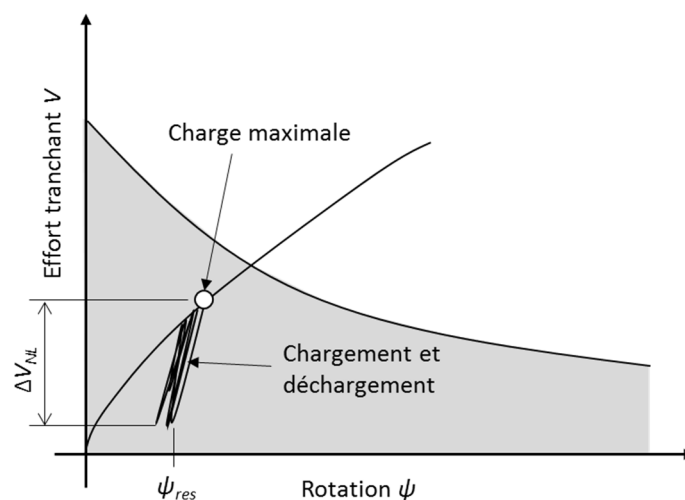
- dalles avec un taux d'armature moyen ( $0.5 \% < \rho < 1.2 \%$ ), pour lesquelles les normes précédentes donnaient des résistances au poinçonnement nettement plus élevées
- poinçonnement de colonnes de grandes dimensions ( $a/d > 2$ )
- dalles épaisses ( $d > 0.30 \text{ m}$ )
- dalles minces dimensionnées selon les normes de 1956 ou 1989, ou des dalles épaisses dimensionnées selon la norme de 1968.

En outre, d'autres cas peuvent être particulièrement critiques si des éléments prépondérants ont été négligés lors du dimensionnement. Il convient de mentionner ici :

- L'effet d'encastrement qui est particulièrement important lorsque les portées ne sont pas uniformes. Dans les parkings couverts, la travée centrale est souvent beaucoup plus grande que les travées de rive, ce qui entraîne un effet d'encastrement extrêmement important. Cet effet a malheureusement souvent été négligé par le passé.
- La hauteur statique doit être réduite en présence de joints de construction, de tête de colonne ou de têtes en acier situés au-dessus de la face inférieure de la dalle. La réduction de la résistance au poinçonnement qui en résulte a souvent été négligée, car les normes antérieures ne contenaient pas d'indications explicites à ce sujet.

## 6.2 Historique de charge / Activation

L'historique de charge ainsi que son effet sur la résistance au poinçonnement sont avantageusement représentés avec les courbes de charge-rotation. L'III. 47 montre à titre d'exemple l'historique de charge d'une dalle en béton armé. La dalle en béton armé subit ici une charge initiale due aux actions permanentes. Ensuite la dalle en béton armé est soumise à des cycles de charge et de décharge dus aux charges utiles variables ( $\Delta V_{NL}$ ). Pendant cette période, la charge maximale est atteinte. Cette charge maximale est déterminante, car elle définit la formation de fissures ou la déformation. Lors du déchargement, comme les fissures ne se referment pas complètement, il en résulte une déformation permanente. La déformation permanente maximale existante  $\psi_{res}$  est alors définie par la charge maximale mentionnée précédemment.

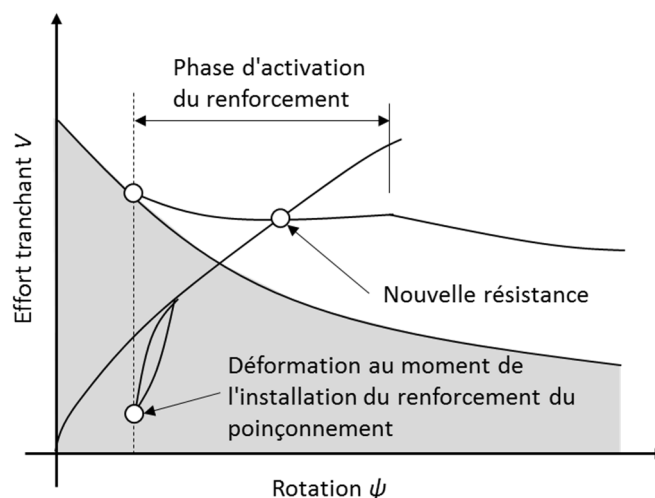


III. 47 : Diagramme charge-rotation lors de la charge et de la décharge

Dans la mesure où rien n'est modifié sur la dalle en béton armé en question, cet historique de charge n'est pas déterminant. Si toutefois la résistance au poinçonnement devait être augmentée ultérieurement, l'historique de charge deviendrait déterminant. En effet, selon le système de renforcement choisi, il y a différents aspects à prendre en compte, car ces déformations pérennes sont fondamentalement liées à la permanence des fissures dans la zone de poinçonnement critique. Si, par exemple, une armature de poinçonnement est installée ultérieurement, la taille de la fissure existante est essentielle pour déterminer le mode d'activation de la nouvelle armature.

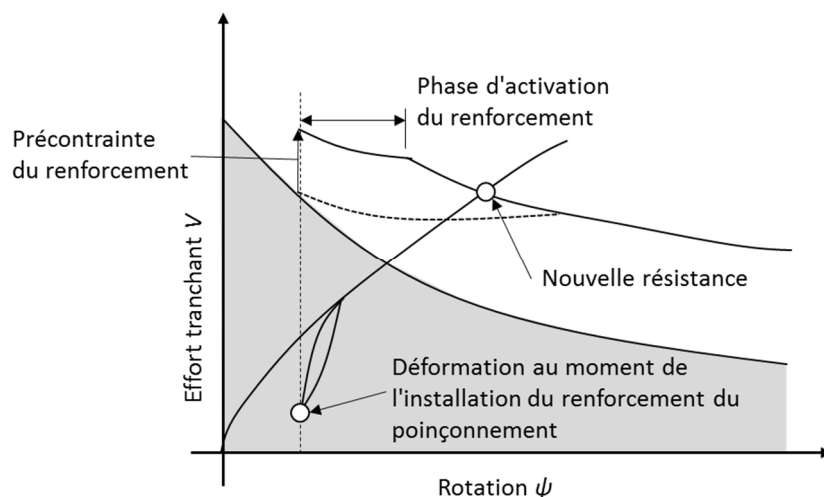
L'III. 48 montre le comportement d'une armature de poinçonnement non précontrainte installée ultérieurement. Même si la dalle en béton armé n'est pas soumise à la charge le temps de la pose, il reste une rotation permanente. Pour que l'armature de poinçonnement supporte entièrement la charge, la dalle doit pouvoir continuer à se déformer, c'est-à-dire qu'une rotation supplémentaire est nécessaire. Cependant si les déformations permanentes étaient déjà très importantes, la résistance ultime est atteinte avant que l'armature de poinçonnement installée ultérieurement n'ait pu s'activer complètement. En d'autres termes, la résistance ultime est atteinte avant que l'armature de poinçonnement n'atteigne la limite d'élasticité. Ainsi, dans certaines circonstances, le gain de résistance dû à l'armature de poinçonnement est inférieur à ce qui est souhaité. De plus, il est courant que la charge maximale et donc les rotations permanentes maximales ne soient pas

connues. Ainsi un dimensionnement de la solution de renforcement doit être effectué avec la sécurité nécessaire.



III. 48 : Diagramme charge-rotation pour les renforts de poinçonnement non précontraints

Une mesure efficace pour atténuer le problème de la rotation permanente existante est la précontrainte de l'armature de poinçonnement installée ultérieurement (voir III. 49). Ainsi l'influence négative des rotations permanentes est minimisée. La précontrainte permet de s'assurer que l'armature de poinçonnement installée ultérieurement atteindra dans tous les cas la limite d'élasticité avant que la résistance ultime ne soit atteinte. Il est donc toujours recommandé de prévoir des renforts précontraints. Cela ne s'applique pas seulement aux armatures de poinçonnement installées ultérieurement, mais aussi aux agrandissements de la tête de colonne, comme par exemple des têtes en acier installées sous la dalle (RINO-Exo).



III. 49 : Diagramme charge-rotation pour les renforts de poinçonnement précontraints



### 6.3 Renforcements possibles

Outre la modification complète du système porteur, par exemple l'installation de colonnes ou de poutres supplémentaires, on peut distinguer deux systèmes de renfort de la résistance au poinçonnement : une armature de poinçonnement installée ultérieurement (par ex. RINO Bar) et un agrandissement de la tête de colonne (par ex. RINO Exo).

a)



b)



Ill. 50 : Systèmes de renfort de la résistance au poinçonnement a) armature de poinçonnement installée ultérieurement et b) augmentation de la taille de la tête de colonne installée ultérieurement

Les armatures de poinçonnement installées ultérieurement sont mise en place dans l'épaisseur de la dalle, ce qui présente l'avantage de n'avoir quasiment aucun encombrement sur et sous la dalle (seuls les ancrages peuvent être apparents). Il faut toutefois percer des trous dans les dalles et l'accès aux deux faces de la dalle est nécessaire. Étant donné qu'en présence d'une armature de poinçonnement, la dalle en béton armé doit participer à supporter la charge, en particulier la première bielle de compression au droit du bord de la colonne, l'augmentation de la résistance ultime est limitée. Habituellement l'augmentation possible de la résistance ultime se situe entre 30 et 50 %.

Si une augmentation plus importante de la résistance ultime est nécessaire ou si l'on ne souhaite pas percer la dalle en béton armé, il est recommandé d'agrandir la taille de la tête des colonnes. Dans ce cas, une tête en acier externe pourra être installée. Celle-ci devra être pour garantir son activation immédiate. L'avantage de cette solution est qu'elle permet une augmentation importante de la résistance ultime. Cette augmentation est principalement limitée par l'espace disponible.

### 6.4 Armature de flexion

On oublie souvent que pour augmenter la résistance au poinçonnement, il faut aussi une armature de flexion adaptée. D'une part, une certaine raideur de la dalle est nécessaire pour obtenir une augmentation efficace. D'autre part, il faut également garantir l'ancrage de l'armature de flexion.

Si l'armature de flexion est trop faible, la mise en œuvre d'un surbéton peut, dans certaines circonstances, constituer une mesure appropriée. La zone de traction est alors renforcée par des armatures supplémentaires et l'ajout de béton augmente également la hauteur efficace pour la reprise de l'effort tranchant.



## 7 Utilisation du logiciel

### 7.1 Processus de dimensionnement

Les modules de dimensionnement DURA et HDB pour le dimensionnement au poinçonnement sont intégrés dans le gestionnaire de projet Leviat dans lequel il est possible de créer et de modifier les données de différents projets. Les données de projet enregistrées dans le gestionnaire de projet Leviat peuvent être utilisées pour d'autres modules de dimensionnement.

Dans l'explorateur DURA ou HDB, il est possible de saisir et de traiter un nombre important de positions. Chaque position peut être calculée, enregistrée et, si les données sont modifiées, consultée à nouveau et recalculée. Le logiciel propose des modèles qu'il est possible de sélectionner et de suivre. L'explorateur présente une synthèse des différentes positions avec l'indication du degré d'approximation.

La saisie et le calcul sont réalisés dans la fenêtre de 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 position permettent d'obtenir un aperçu rapide. Vous trouverez dans l'édition une liste des différentes positions, ainsi que les données et résultats détaillés de chaque cas dimensionné. Cette liste peut être soumise directement à Leviat AG par e-mail en tant que demande de devis. Le logiciel de calcul peut générer une liste de commande à partir des données saisies et des solutions retenues. Le texte de soumission peut également être généré et exporté, par exemple, sous forme de texte via le presse-papiers ou au format pdf. De plus, les solutions choisies peuvent être exportées sous forme de fichier dxf et importées dans un programme de CAO.

### 7.2 Paramètres de saisie

La saisie dans le logiciel est divisée en différentes sous-catégories qui peuvent être ouvertes et fermées dans l'interface utilisateur. Les tableaux ci-dessous explicitent les paramètres de saisie correspondants aux différentes catégories.

#### Bases

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Nom de la colonne	Texte	Saisie de la désignation de cette position
Nombre	Chiffre	Saisie de la quantité relative à cette position.
Degré d'approximation	2 3	Choix du degré d'approximation
Base de calcul	Norme Expertise ITC	Choix d'effectuer le dimensionnement selon la norme SIA 262:2013, selon l'expertise DURA/HDB ou selon les Instructions techniques pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection (ITC).
Type de dalle	Plancher-dalle Radier	Déterminer s'il s'agit d'un plancher-dalle ou d'un radier. Selon le choix effectué, l'armature de flexion tendue se situe sur la pièce supérieure ou inférieure de l'élément.

Utilisation des paniers résistant à la fatigue	Oui Non	Pour les dalles soumises à la fatigue, il existe les paniers DURA 60F et DURA 60FL qui ne présentent pas de soudures dans la zone des étriers soumise à des contraintes statiques. Si l'on sélectionne « <i>Utilisation des paniers résistants à la fatigue</i> », seuls ces paniers s'afficheront comme solution. Cette entrée n'est disponible que dans le module de dimensionnement DURA.
HDB pose	auto par le haut en bas	Pour les goujons à double tête HDB, il est possible de définir le mode de mise en place. Cela n'a aucune influence sur le dimensionnement au poinçonnement. Cette information c'est prise en compte dans le fichier dxf à exporter et dans la détermination des accessoires pour le texte d'appel d'offres et la liste de commande. Si vous choisissez « <i>auto</i> », les barres seront placées en bas pour les solutions HDB simples et en haut pour les combinaisons HDB/HSP.

**Bases**

Nom de colonne

Nombre

Degré d'approximation

Bases de dimensionnement

SIA 262:2013

Expertise (Kenel, Ricker, Lips)

ITC 2017 (Abris)

Type de dalle

Plancher-dalle

Radier

HDB pose  ⓘ

III. 51 : Saisie des bases (exemple du module de dimensionnement HDB)

a)



b)



III. 52 : Possibilités de montage des goujons à double tête : a) par le bas et b) par le haut

#### Matériau

Type de béton	Béton normal Béton recyclé RC-C Béton recyclé RC-M	
Classe de résistance	C20/25 C25/30 C30/37 C35/45 C40/50 C45/55 C50/60	Pour la base de dimensionnement ITC, on ne fait la distinction qu'entre C25/30 et C30/37. Par conséquent, seules ces deux classes sont disponibles dans ce cas.
Diamètre maximal du granulat	$D_{max}$ [mm]	Il est possible de saisir une valeur comprise entre 0 et 32 mm pour le diamètre maximal du granulat de l'agrégat. (Selon SIA 262, 4.3.3.2.1 pour le béton léger ou le béton avec $f_{ck} > 70 \text{ N/mm}^2$ , $D_{max} = 0$ pour le béton cellulaire) Aucune adaptation n'est nécessaire pour le dimensionnement avec du béton recyclé. Le logiciel en tient déjà compte.
Acier d'armature	B500A B500B B500C B700B	La saisie de l'acier d'armature se réfère à la qualité d'acier de l'armature de flexion.

**Matériau**

Béton	Béton normal	
Classe de résistance	C 25/30	
Diamètre maximal du granulat $D_g$	32	mm
Acier d'armature	B500B	

III. 53 : Saisie des caractéristiques du matériau

### Géométrie de colonne

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Forme de section	Rectangulaire Ovale Circulaire Extrémité de mur Angle de mur	En raison du manque de bases normatives, les angles de murs ne peuvent pas être calculés selon le degré d'approximation 2.
Orientation		L'orientation des bords de la dalle au droit des colonnes de bord et des colonnes d'angle ainsi que l'orientation des murs peuvent être choisies à l'aide des graphiques.
Dimensions de la section	$a_x$ [mm] $a_y$ [mm] $\varnothing$ [mm]	
Distance du bord	$a_R$ [mm] $a_{Rx}$ [mm] $a_{Ry}$ [mm]	Pour les colonnes de bord et les colonnes d'angle, il faut indiquer la distance par rapport au bord de la dalle. La distance se réfère toujours au bord de la colonne et non à son axe.
Affaissement de l'appui	$h_A$ [mm]	Les colonnes sont souvent préfabriquées et munies de plaques de tête. Ces plaques de tête sont souvent noyées dans la dalle. Comme, dans ce cas, la surface d'appui est plus haute que la surface inférieure de la dalle, la résistance au poinçonnement s'en trouve réduite. Cet affaissement de la colonne dans la dalle ou le radier peut être pris en compte par la valeur $h_A$ .

**— Géométrie de colonne**

Forme de section

Orientation

Dimension  $a_x$   mm ⓘ

Dimension  $a_y$   mm

Affaissement de l'appui  $h_A$   mm

Ill. 54 : Saisie de la géométrie de la colonne

### Géométrie des dalles et évidements

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Épaisseur de dalle	$h$ [mm]	<p>Conformément à la norme SIA 262, 5.5.3.12, l'espacement maximum des étriers est déterminée en fonction de l'épaisseur de la dalle. Dans le logiciel de dimensionnement, les épaisseurs minimales suivantes sont considérées en fonction des familles de panier DURA :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Famille de paniers 1 : distance entre les étriers 100 mm, <math>h_{min} = 180</math> mm</li> <li>- Famille de paniers 2 : distance entre les étriers 150 mm, <math>h_{min} = 240</math> mm</li> <li>- Famille de paniers 3 : distance entre les étriers 200 mm, <math>h_{min} = 320</math> mm</li> </ul> <p>Pour les dalles de faible épaisseur, il se peut que la condition SIA 262, 5.5.3.11 (<math>c_v \leq d_v / 6</math>) ne soit pas respectée. Dans ce cas, le logiciel de dimensionnement réduit automatiquement les résistances <math>V_{Rd,c}</math> et <math>V_{Rd,s}</math>.</p>

Portées	$l_x$ [mm] $l_y$ [mm]	<p>Concernant les portées, il convient de saisir la portée (distance entre l'axe d'une colonne et celui de la colonne voisine) la plus grande dans les directions x et y. Selon SIA 262, 4.3.6.4.2, le dimensionnement ne peut être réalisé selon le degré d'approximation 2 que si le rapport entre les portées se situe dans les limites suivantes : <math>0.5 \leq l_x / l_y \leq 2.0</math>. Si cette condition n'est pas respectée, le logiciel de dimensionnement peut calculer seulement selon le degré d'approximation 3. Pour les fondations simples, la portée doit être saisie ainsi</p> $l_i = a_{Fi}/0.22$ <p><math>a_{Fi}</math> étant la distance la plus grande entre le centre de la colonne et le bord de la fondation.</p>
---------	--------------------------	---

**— Géométrie des dalles & évidements**

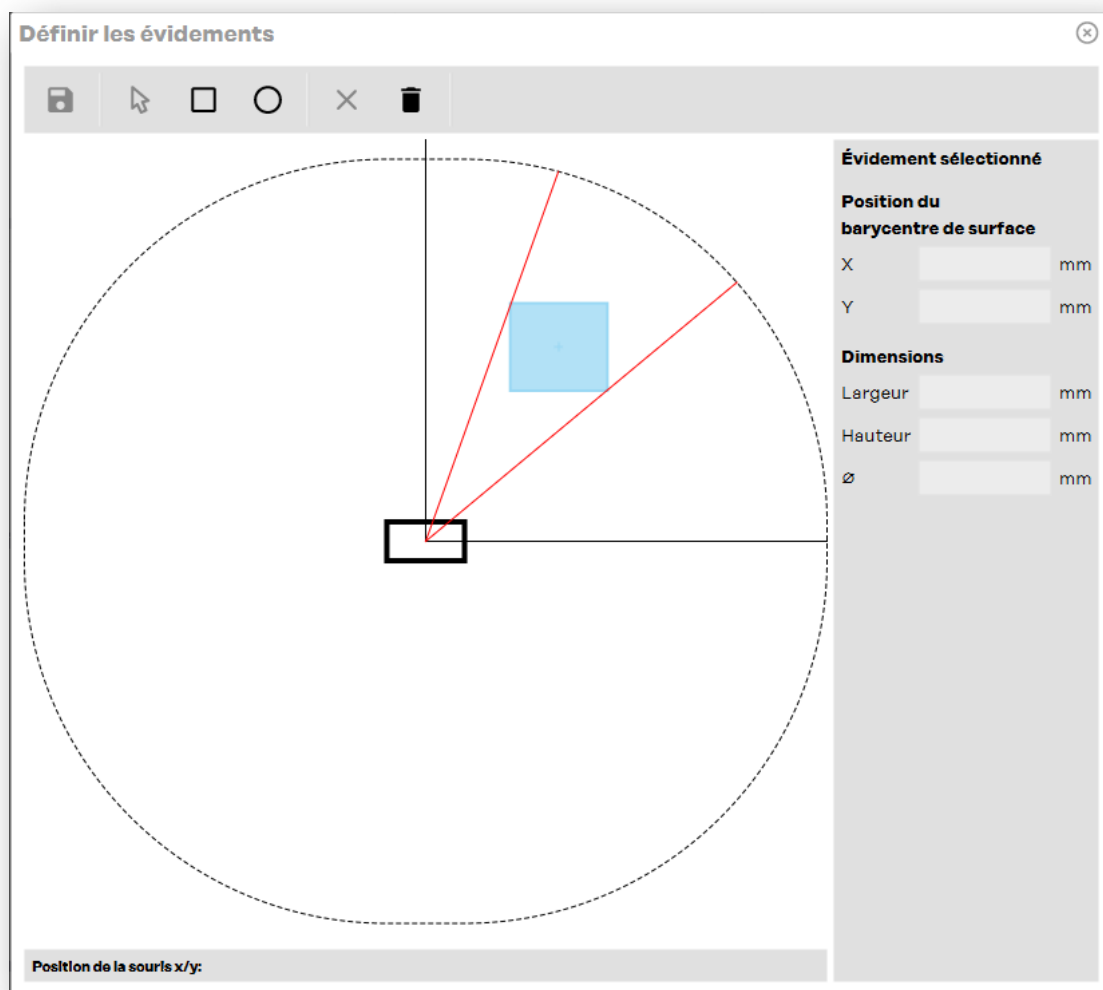
Épaisseur de dalle h	<input type="text" value="350"/>	mm	
Portée $l_x$	<input type="text" value="7000"/>	mm	
Portée $l_y$	<input type="text" value="6000"/>	mm	
Évidement	<input type="checkbox"/> à l'intérieur de la tête en acier <input type="checkbox"/> selon définition		<input type="button" value="Définir..."/>

III. 55 : Saisie de la géométrie de la dalle et des évidements



Les évidements peuvent être définis dans une interface graphique. Le nombre d'évidements n'est pas limité. Au contraire du dimensionnement, les évidements ne sont pas pris en considération dans les propositions de pose des paniers, des éléments en S ou de la tête. Cela peut entraîner la nécessité de déplacer des paniers, de les supprimer partiellement ou de les découper. Si des évidements sont prévus à l'extérieur d'une tête, il faut vérifier l'absence de conflits. Si les évidements sont proches de la tête, il faut vérifier la protection contre l'incendie ou de la distance du bord. Il convient également de vérifier si la position des éléments S n'entre pas en conflit avec un évidement prévu. Dans le cas des goujons HDB à double tête, les barres sont automatiquement raccourcies ou retirées en cas de conflit avec les évidements. Des évidements peuvent être définis pour 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 disponible à l'intérieur de la tête. Si des évidements se trouvent à l'intérieur d'une tête en acier, il est nécessaire de le mentionner à l'endroit correspondant du logiciel (« à l'intérieur de la tête »). Cette mention est également nécessaire lorsque des évidements sont définis simultanément à l'extérieur de la tête. Si les évidements se trouvent exclusivement à l'intérieur de la tête en acier, il suffit d'inscrire « à l'intérieur de la tête », c'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de définir leur position.

---



### III. 56 : Saisie des évidements

#### Entrée degré d'approximation 3

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Portées	$L$ [mm]	Concernant 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. Cette saisie n'est pas utilisée dans le dimensionnement et est donc facultative. Ces valeurs servent toutefois à contrôler la position des points de moment nul.
Distances par rapport au point de moment nul	$r_s$ [mm]	$r_s$ désigne la distance entre l'axe d'une colonne et le point de moment nul dans le sens radial.
Moments de flexion moyens 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 niveau du bord de la surface d'appui.

**— Entrée degré d'approximation 3**

**Portée**

$L_{x1}$   mm ⓘ

$L_{x2}$   mm

$L_{y1}$   mm

$L_{y2}$   mm

**Distances par rapport au point zéro**

$r_{sx1}$   mm ⓘ

$r_{sx2}$   mm

$r_{sy1}$   mm

$r_{sy2}$   mm

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

$m_{sdx1}$   kNm/m ⓘ

$m_{sdx2}$   kNm/m

$m_{sdy1}$   kNm/m

$m_{sdy2}$   kNm/m

III. 57 : Saisie des valeurs pour le dimensionnement selon le degré d'approximation 3

### Actions

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Charge de poinçonnement	$V_d$ [kN]	La charge de dimensionnement $V_d$ doit être saisie sans déduction des charges à l'intérieur de la section de contrôle (exception : forces de déviation dues à la précontrainte). Les différentes déductions sont calculées par le logiciel.
Poids propre des éléments non porteurs et charge utile	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Pour les planchers-dalles, il convient d'indiquer la charge utile, le poids propre des éléments non-porteurs et, pour les radiers, la réaction du sol. La déduction de la charge à l'intérieur de la section de contrôle est calculée sur la base de ces valeurs. Les forces de déviation dues à la précontrainte doivent être prises en compte lors de la saisie de $V_d$ .
Réaction du sol	$\sigma_{Bd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
Déformations imposées	Oui/Non	Il est possible de choisir de prendre en compte un effort tranchant supplémentaire $\Delta V_d$ ou une rotation supplémentaire $\Delta \psi$ suite à des déformations imposées.
Déterminer $k_e$ avec les moments d'encastrement des colonnes		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.

Coefficient de réduction	$k_e$ [-]	Il est possible de saisir les valeurs approchées de la norme SIA 262, 4.3.6.2.5 ou bien des valeurs calculées.
Moments d'encastrement des colonnes	$ M_{xd} $ [kNm] $ M_{yd} $ [kNm] Quadrant [I, II, III, IV]	Si le dimensionnement avec moments d'encastrement des colonnes est activé, la valeur $k_e$ est alors calculée directement par le logiciel de dimensionnement en fonction du moment d'encastrement des colonnes. Pour cela, il faut saisir les valeurs des moments d'encastrement des colonnes ainsi que le quadrant de la force résultante. S'il existe une colonne au-dessus, il faut alors saisir la différence entre le moment de la tête de la colonne inférieure et le moment de la base de la colonne supérieure, c'est-à-dire la valeur du saut de moment.
Prendre en compte l'excentricité $e_u$ dans le calcul de $m_{sd}$	Oui/Non	La boîte de contrôle $e_u$ 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 $m_{sd}$ (SIA 262:2013, Eq. (61) – (64)).

**— Actions**

Charge de poinçonnement  $V_d$   kN

p.p. non-porteuse et charge utile  $q_d$   kN/m<sup>2</sup>

Déformations imposées existantes

déterminer  $k_e$  avec les moments d'encastrement des colonnes

Coefficient d'excentricité  $k_e$   ⓘ

Moment d'encastrement de la colonne  $|M_{xd}|$

Moment d'encastrement de la colonne  $|M_{yd}|$

Quadrant de l'excentricité de charge  ⓘ

Tenir compte de l'excentricité  $e_u$  lors du calcul de  $m_{sd}$

III. 58 : Saisie des actions

## Armature

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Enrobage d'armature supérieur et inférieur	$c_o$ [mm] $c_u$ [mm]	Distance entre la surface de l'armature et la surface du béton.
Orientation de l'armature direction x	1ère et 4e nappe 2e et 3e Nappe	La sélection indique quelles nappes d'armature sont orientées dans la direction x.
Armature dans la direction x Armature dans la direction y	$\varnothing_s$ [mm] L'entre-axe [mm]	<p>L'armature tendue et l'armature comprimée peuvent être saisies à l'aide des diamètres et de l'entre-axe.</p> <p>Dans le module de dimensionnement DURA, l'entre-axe de la 2e et de la 3e nappe définit la famille de paniers :</p> <p>Famille de paniers 1 : <math>s = 100</math> mm Famille de paniers 2 : <math>s = 150</math> mm (ou 75 mm) Famille de paniers 3 : <math>s = 200</math> mm</p> <p>Seule l'armature à l'intérieur de la bande d'appui qui est entièrement ancrée peut être prise en compte (SIA 262 :2013, 5.5.3.7).</p> <p>Le symbole de la calculatrice à côté de la saisie du diamètre permet d'ouvrir l'aide à la saisie de l'armature. Cette aide permet de sélectionner le diamètre et l'entre-axe soit à partir de la surface de la section par mètre, soit à partir du taux d'armature.</p>

**— 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

III. 59 : Saisie de l'armature de flexion

**Armatures**

Nappe: 4

$\varnothing$	Surface $a_s$ [ $\text{mm}^2/\text{m}$ ]				$\varnothing$	Taux d'armature $\rho$ [%]			
	75 mm	100 mm	150 mm	200 mm		75 mm	100 mm	150 mm	200 mm
8 mm	670	503	335	251	8 mm	0.211	0.158	0.105	0.079
10 mm	1047	785	524	393	10 mm	0.329	0.247	0.165	0.123
12 mm	1508	1131	754	565	12 mm	0.474	0.356	0.237	0.178
14 mm	2053	1539	1026	770	14 mm	0.645	0.484	0.323	0.242
16 mm	2681	2011	1340	1005	16 mm	0.843	0.632	0.422	0.316
18 mm	3393	2545	1696	1272	18 mm	1.067	0.800	0.533	0.400
20 mm	4189	3142	2094	1571	20 mm	1.317	0.988	0.659	0.494
22 mm	5068	3801	2534	1901	22 mm	1.594	1.195	0.797	0.598
26 mm	7079	5309	3540	2655	26 mm	2.226	1.670	1.113	0.835
30 mm	9425	7069	4712	3534	30 mm	2.964	2.223	1.482	1.111
34 mm	12106	9079	6053	4540	34 mm	3.807	2.855	1.903	1.428
40 mm	16755	12566	8378	6283	40 mm	5.269	3.952	2.634	1.976

Appliquer Fermer

III. 60 : Aide à la saisie de l'armature de flexion

### Précontrainte

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Utilisation de la précontrainte	Oui/Non	Si une éventuelle précontrainte doit être prise en compte pour le calcul, il faut saisir la résistance à la flexion et le moment de décompression.
Résistance à la flexion moment de décompression	$m_{Rd}$ [kNm/m] $m_{Dd}$ [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.

**— Précontrainte**

Utilisation de la précontrainte

**Résistance à la flexion**

$m_{Rdx}$   kNm/m

$m_{Rdy}$   kNm/m

**Moment de décompression**

$m_{Ddx}$   kNm/m

$m_{Ddy}$   kNm/m

III. 61 : Saisie des valeurs de précontrainte ou, en cas de saisie manuelle, des résistances à la flexion

### Tête en acier

Paramètre de saisie	Valeur	Explication
Hauteur maximale de la tête en acier	$h_{p,max}$ [mm]	$h_{p,max}$ permet de définir la hauteur maximale de la tête en acier. Si la hauteur saisie est trop grande, une indication apparaît lors du calcul et la hauteur maximale est mentionnée.
Hauteur de montage	$h_{zp}$ [mm]	$h_{zp}$ permet de définir la position de montage de la tête en acier. $h_{zp}$ est la distance verticale entre la surface d'appui et la tête en acier.

**— Tête en acier**

Hauteur max. de la tête en acier  $h_{p,max}$   mm ⓘ

Hauteur de montage  $h_{zp}$   mm

III. 62 : Saisie des conditions aux bords pour le dimensionnement de la tête en acier

## 7.3 Solutions

Les différentes propositions apparaissent dans le tableau des solutions. Dans lequel on trouve les informations ci-dessous.

Type d'élément	Indique quel produit ou quelle combinaison de produits est utilisé(e).
Nombre	Indique le nombre des différents éléments.
Éléments	Indique l'appellation précise des éléments.
Résistance	Indique la résistance ultime de la solution correspondante. Dans le logiciel, la charge pour les planchers-dalles ou la réaction pour les radiers, qui intervient à l'intérieur de la section de contrôle, s'ajoute à la résistance ultime (voir Paramètres de saisie « Valeur de dimensionnement de la charge de poinçonnement »)
Coûts	Indique les coûts relatifs à la solution la plus onéreuse. Cela permet de trouver la solution la plus économique.
$\psi_R$	Indique la rotation à la rupture. Cette information est nécessaire pour le respect de la condition de déformation (SIA 262, 4.1.4.2.6 ; 4.1.4.2.5 ; 4.3.6.1.2)
$V_{Rd,s}/V_d$	Indique si le rapport entre la part de 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 (SIA 262, 4.3.6.1.2 ; 4.3.6.1.3)
Plus de résultats	En cliquant sur « Plus de résultats », on voit apparaître d'autres solutions, mais elles ne respectent pas toutes les critères de comportement à la déformation.

**Solutions**

Résistance sans  $V_{Rd}$  747.1 kN  
mesures spéciales  $\psi_R$  0.0060

Type d'élément	Nombre	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input type="checkbox"/> Panier	1	DURA-90	$V_{Rd} = 1108$ kN	19%	0.0108	> 0.5
<input type="checkbox"/> Panier	2	DURA-70	$V_{Rd} = 1108$ kN	25%	0.0108	> 0.5
<input type="checkbox"/> Panier	1	DURA-110	$V_{Rd} = 1108$ kN	26%	0.0108	> 0.5
<input type="checkbox"/> Éléments en S	1	DURA-S-18-400-300-1	$V_{Rd} = 1106$ kN	58%	0.0105	> 0.5
	2	DURA-S-18-200-262-2				
<input type="checkbox"/> Tête/Panier	1	DURA 60/19-GE2.H22.U	$V_{Rd} = 1125$ kN	84%	0.0125	> 0.5
	4	DURA-70				
<input type="checkbox"/> Tête/Panier	1	DURA 60/20-KC1.N23.U	$V_{Rd} = 1122$ kN	89%	0.0123	> 0.5
	4	DURA-70				
<input type="checkbox"/> Éléments en S/Pan...	1	DURA-S-20-400-300-1	$V_{Rd} = 1108$ kN	100%	0.0108	> 0.5
	4	DURA-S-20-200-262-2				

Plus de résultats

Ill. 63 : Aperçu des résultats (module de dimensionnement DURA)



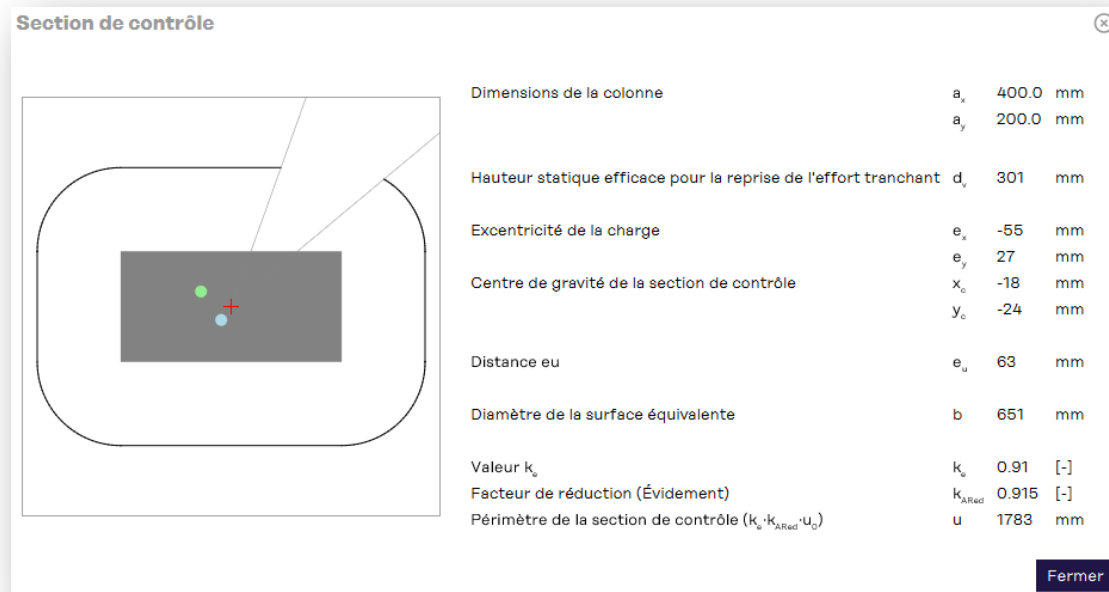
Solutions							
		Résistance sans mesures spéciales	$V_{Rd}$	851.2	kN		
			$\psi_R$	0.0033			
Type d'élément	Nombre	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$	
<input type="checkbox"/>	HDB	14	HDB-12/305-2/385 (110/165...	$V_{Rd} = 1171$ kN	32%	0.0064	> 0.5
<input type="checkbox"/>	HDB	10	HDB-16/305-3/670 (110/2x2...	$V_{Rd} = 1157$ kN	36%	0.0061	> 0.5
<input type="checkbox"/>	HDB	8	HDB-20/305-3/670 (110/2x...	$V_{Rd} = 1154$ kN	36%	0.0060	> 0.5
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	1	HSP 2-60-20-PT7-BBP	$V_{Rd} = 1139$ kN	85%	0.0082	> 0.5
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	14	HDB-14/305-2/425 (115/195...				
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	1	HSP 1-60-21-VKG-BCN	$V_{Rd} = 1160$ kN	100%	0.0073	> 0.5
		12	HDB-14/305-2/435 (120/19...				

III. 64 : Aperçu des résultats (module de dimensionnement HDB)

## 7.4 Résultats intermédiaires

Les résultats intermédiaires du dimensionnement sont visibles à différents endroits. Ils s'affichent dans des fenêtres séparées qui peuvent être ouvertes avec le bouton (i).

Résultat intermédiaire	Valeur	Explication
Hauteur efficace pour la reprise de l'effort tranchant	$d_v$ [mm]	La hauteur efficace pour la reprise de l'effort tranchant désigne la hauteur susceptible d'être prise en compte pour la transmission de l'effort tranchant.
Excentricité de la charge	$e_x$ [mm] $e_y$ [mm]	L'excentricité de la charge est déterminée par les moments d'encastrement des colonnes et la charge de poinçonnement agissante.
Centre de gravité de la section de contrôle	$x_c$ [mm] $y_c$ [mm]	Le centre de gravité de la section de contrôle est une grandeur géométrique. Lors de cette détermination, il convient de tenir compte des interruptions dans la section de contrôle, par exemple en raison d'évidements.
Distance $e_u$	$e_u$ [mm]	La distance $e_u$ est la distance entre le point d'application de la résultante de l'effort et le centre de gravité de la section de contrôle.
Diamètre du cercle équivalent	$b$ [mm]	La grandeur $b$ décrit le diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle.
Valeur $k_e$	$k_e$ [-]	La valeur $k_e$ permet de tenir compte de la répartition irrégulière de l'effort tranchant le long de la section de contrôle.
Valeur de réduction Évidement	$k_{ARed}$ [-]	Le facteur $k_{ARed}$ est le rapport entre la longueur de la section de contrôle affectée par un évidement et la longueur de la section de contrôle complète.
Périmètre de la section de contrôle	$u$ [mm]	La longueur indiquée de la section de contrôle tient compte de la valeur $k_e$ ainsi que des interruptions dans la section de contrôle, par ex. suite à des évidements.



III. 65 : Résultats intermédiaires pour le calcul du périmètre et de la valeur  $k_e$

Résultat intermédiaire	Valeur	Explication
Largeur de la bande d'appui	$b_s$ [mm]	$b_s$ indique la largeur de la bande d'appui. Si celle-ci est différente dans les directions x et y, les deux valeurs sont indiquées.
Diamètre de l'armature	$\phi$ [mm]	Le diamètre de l'armature de flexion est indiqué pour chacune des 4 nappes d'armature.
Espacement de l'armature	$s$ [mm]	L'espacement de l'armature de flexion est indiqué pour chacune des 4 nappes d'armature.
Hauteur statique	$d$ [mm]	La hauteur statique est indiquée pour chacune des 4 nappes d'armature.
Résistance à la flexion	$m_{Rd}$ [kNm]	La résistance à la flexion est indiquée pour chacune des 4 nappes d'armature.

Indications sur les armatures					
Bande d'appui		$b_s$	2139 mm		
4. nappe	$\emptyset$	14.00 mm	s	100 mm	
	d	318 mm	$m_{Rd}$	250 kNm/m	
3. nappe	$\emptyset$	14.00 mm	s	100 mm	
	d	304 mm	$m_{Rd}$	235 kNm/m	
2. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	310 mm	$m_{Rd}$	235 kNm/m	
1. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	320 mm	$m_{Rd}$	250 kNm/m	

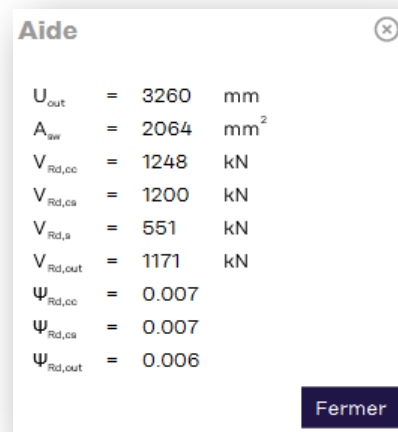
**Fermer**

III. 66 : Résultats intermédiaires pour l'armature de flexion et les résistances à la flexion

Les résultats intermédiaires ci-dessous ne sont actuellement visibles que dans le module de dimensionnement HDB.

Résultat intermédiaire	Valeur	Explication
Périmètre de la section de contrôle extérieure	$U_{out}$ [mm]	$U_{out}$ [mm] indique la longueur de la section de contrôle en dehors de la zone avec armature de poinçonnement. La valeur $k_e$ et les évidements sont déjà pris en compte.
Surface d'armature de poinçonnement	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{sw}$ est la section d'armature de poinçonnement prise en compte dans le dimensionnement.
Résistance au poinçonnement de la bielle de compression du béton	$V_{Rd,cc}$ [kN]	$V_{Rd,cc}$ est la résistance au poinçonnement calculée pour le critère de rupture « bielle de compression du béton ».
Résistance au poinçonnement dans la zone avec armature de poinçonnement	$V_{Rd,cs}$ [kN]	$V_{Rd,cs}$ est la résistance au poinçonnement calculée pour le critère de rupture « poinçonnement à l'intérieur de la zone avec armature poinçonnement ».
Résistance au poinçonnement de la partie considérée de l'armature de poinçonnement	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ est la résistance au poinçonnement calculé pour l'armature de poinçonnement.
Résistance au poinçonnement en dehors de la zone avec armature de poinçonnement	$V_{Rd,out}$ [kN]	$V_{Rd,out}$ est la résistance au poinçonnement calculée pour le critère de rupture « poinçonnement en dehors de la zone avec armature de poinçonnement ».
Rotation pour le critère de rupture Bielle de compression du béton	$\psi_{Rd,cc}$ [-]	$\psi_{Rd,cc}$ est la rotation à la rupture calculée pour le critère de rupture « bielle de compression du béton ».

Rotation pour le critère de rupture Poinçonnement à l'intérieur de la zone avec armature de poinçonnement	$\psi_{Rd,cs}$ [-]	$\psi_{Rd,cs}$ est la rotation à la rupture calculée pour le critère de rupture « Poinçonnement à l'intérieur de la zone avec armature de poinçonnement ».
Rotation pour le critère de rupture Poinçonnement en dehors de la zone avec armature de poinçonnement	$\psi_{Rd,out}$ [-]	$\psi_{Rd,out}$ est la rotation à la rupture calculée pour le critère de rupture « Poinçonnement en dehors de la zone avec armature de poinçonnement ».



III. 67 : Résultats intermédiaires du dimensionnement au poinçonnement (HDB uniquement)

## 8 Exemples de dimensionnement

### 8.1 Bases

Le dimensionnement du système de poinçonnement DURA et des goujons à double tête HDB est expliqué à l'aide d'exemples. Les matériaux ci-dessous sont utilisés pour les exemples :

Type 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>

### 8.2 Exemple 1 : Colonnes intérieures rectangulaires (DURA)

Une première estimation de la résistance ultime peut être effectuée grâce aux diagrammes figurant en annexe du présent document. Pour cette estimation, il suffit de connaître l'épaisseur de la dalle et la section des colonnes.

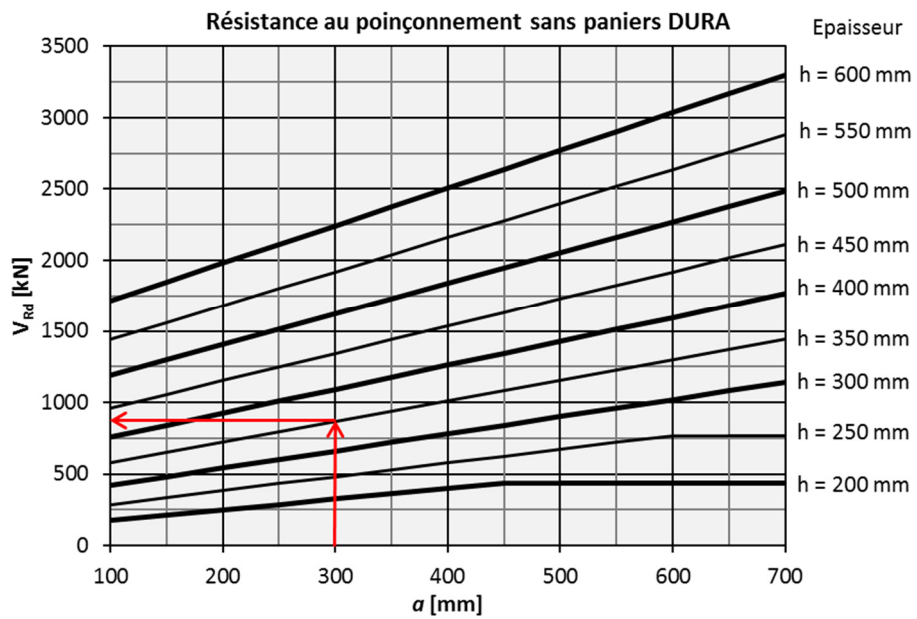
Charge de poinçonnement	$V_d = 1100$ kN	Section	$a_x = 400$ mm
Épaisseur de la dalle	$h = 350$ mm		$a_y = 200$ mm

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

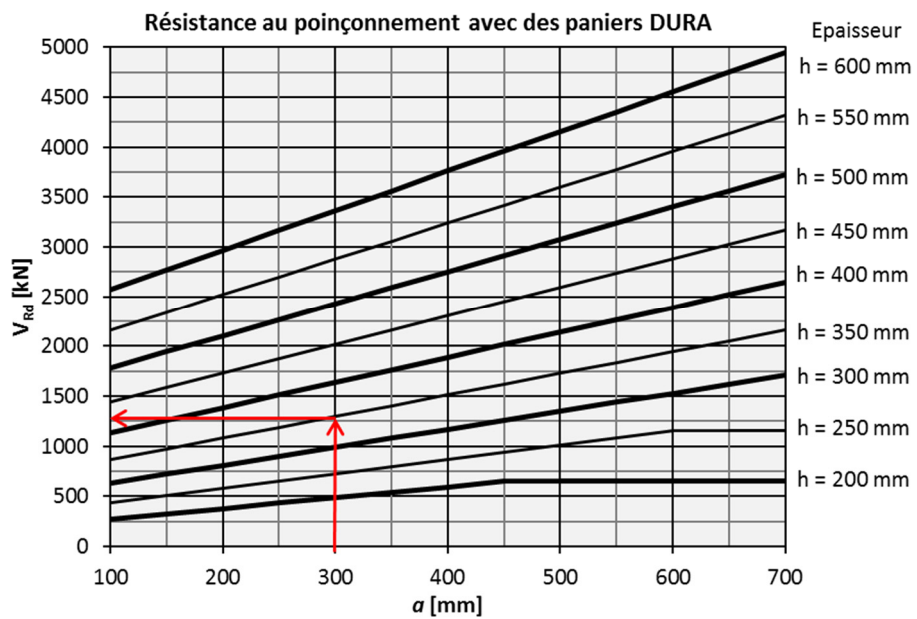
$$a = \frac{a_x + a_y}{2} = \frac{400 + 200}{2} = 300 \text{ mm} \quad (105)$$

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

a)



b)



III. 68 : Exemple 1 - Estimation de la résistance ultime a) sans paniers DURA et b) avec paniers DURA

Le dimensionnement pour cet exemple est effectué avec un degré d'approximation 2 qui nécessite les données suivantes.

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Base de calcul	Expertise	Le dimensionnement s'effectue sur la base du rapport d'expertise DURA.
Type de dalle	Plancher-dalle	
Utiliser des paniers résistants à la fatigue	Non	Dans l'exemple présent, des paniers résistants à la fatigue ne sont pas nécessaires.
Type de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulat	32 mm	
Acier d'armature	B500B	
Section de la colonne	$a_x = 400$ mm $a_y = 200$ mm	
Affaissement de l'appui	$h_A = 0$ mm	L'affaissement de l'appui est supposée égale à 0 mm.
Épaisseur de la dalle	$h = 350$ mm	
Portées max.	$l_x = 7000$ mm $l_y = 6000$ mm	
Charge de poinçonnement	$V_d = 1100$ kN	
Charge utile	$q_d = 10$ kN /m <sup>2</sup>	
Déformations imposées	A ne pas prendre en compte	Lors du calcul, on s'efforcera de respecter les conditions imposées par la norme SIA 262:2013 à l'alinéa 4.3.6.1.2. C'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de prendre en considération les efforts intérieurs dus aux déformations imposées.
Moments d'encastrement des colonnes et quadrant de la résultante des charges	$ M_{xd}  = 30$ kNm $ M_{yd}  = 60$ 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 supérieure à $M_{xd}$ .
Enrobage d'armature supérieur et inférieur	$c_o = 20$ mm $c_u = 20$ mm	
Armature direction x	1ère / 4e nappe $\varnothing 14$ mm s=100 $\varnothing 10$ mm s=100	4e nappe 1ère nappe
Armature direction y	2e/3e nappe $\varnothing 14$ mm s=100 $\varnothing 10$ mm s=100	3e nappe 2e nappe
Tête en acier	$h_{p,max} = 250$ mm $h_{zp} = 40$ mm	On utilise des valeurs qui placent la tête en acier entre les nappes d'armature.

Ces données permettent de déterminer une résistance au poinçonnement sans mesure particulière de 804 kN et une rotation à la rupture  $\psi_R = 0.0061$ . On peut en déduire que la résistance ultime n'est pas respectée sans que des mesures ne soient prises. De plus, les déformations imposées n'ont pas été prises en compte dans le calcul de l'effort intérieur. C'est-à-dire que selon SIA 262:2013,

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 incluant au moins 50 % de la charge de dimensionnement. Comme la rotation est inférieure à 0.008, il convient également d'utiliser une armature de poinçonnement pour garantir le critère de déformation.

**Solutions**

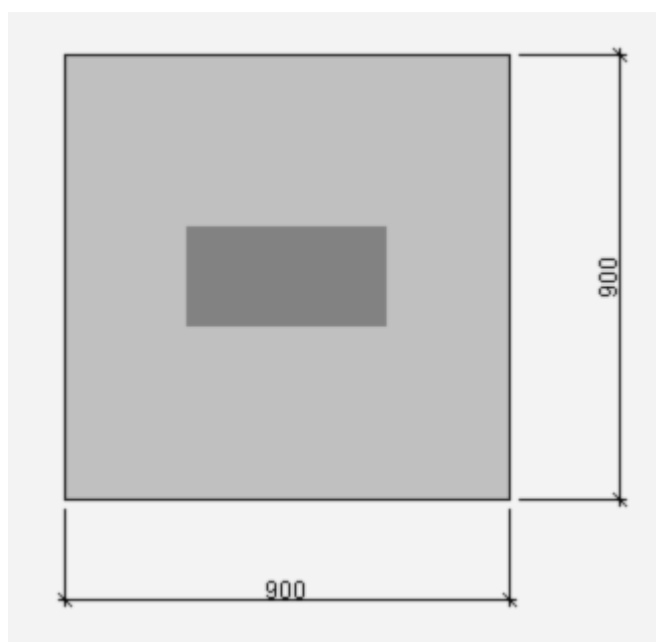
Résistance sans mesures spéciales  $V_{Rd}$  803.8 kN  
 $\psi_R$  0.0061

Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input checked="" type="checkbox"/>	Panier	1 DURA-90	$V_{Rd} = 1189$ kN	19%	0.0107	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Panier	2 DURA-70	$V_{Rd} = 1305$ kN	25%	0.0123	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Panier	1 DURA-110	$V_{Rd} = 1309$ kN	26%	0.0123	> 0.5
<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"/>		1 DURA-S-20-200-265-2				
<input type="checkbox"/>	Tête/Panier	1 DURA 60/19-GE2.H22.E	$V_{Rd} = 1148$ kN	84%	0.0140	> 0.5
<input type="checkbox"/>		4 DURA-70				
<input type="checkbox"/>	Tête/Panier	1 DURA 60/24-KE1.N22.E	$V_{Rd} = 1114$ kN	86%	0.0138	> 0.5
<input type="checkbox"/>		4 DURA-70				
<input type="checkbox"/>	Éléments en S/Pan...	1 DURA-S-20-400-310-1	$V_{Rd} = 1463$ kN	100%	0.0151	> 0.5
<input type="checkbox"/>		1 DURA-S-20-200-265-2				

Plus de résultats

### III. 69 : Exemple 1 - Résultats après expertise

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions plastiques puisque les armatures ont été définies à partir d'un calcul linéaire-élastique de l'effort intérieur. C'est-à-dire que, même si la rotation à la 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-90. La sécurité structurale est assurée avec une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 1189$  kN. Par ailleurs, il est inutile d'effectuer d'autres vérifications pour une rotation à la rupture de  $\psi_R = 0.0107$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ .



### III. 70 : Exemple 1 - Disposition retenue concernant les paniers



### Vérification de la vraisemblance de la solution

Pour la fiabilité du dimensionnement, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel par un calcul manuel simplifié. Il n'est donc pas nécessaire de refaire intégralement tous les calculs.

Matériau	$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{bd} = 2.4 \text{ N/mm}^2$ $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	Surface de l'armature	$A_{sx} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$ $A_{sy} = 1539 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur statique	$d_x = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323 \text{ mm}$ $d_y = 323 - 14 = 309 \text{ mm}$ $d = 316 \text{ mm}$ $d_v = 316 \text{ mm}$		Taux d'armature	$\rho_x = 0.48\%$ $\rho_y = 0.50\%$

### Vérification de la valeur $k_e$

Premièrement, il faut vérifier la valeur  $k_e$  dans le cas d'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  $e_u$  est calculée à partir des moments d'encastrement de la colonne et des actions  $V_d$  correspondantes :

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} = \frac{\sqrt{30^2 + (-60)^2}}{1100} = 61.0 \text{ mm} \quad (106)$$

Le diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle s'obtient comme suit pour une colonne intérieure :

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x + d_v) \cdot (a_y + d_v) - d_v^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} \quad (107)$$

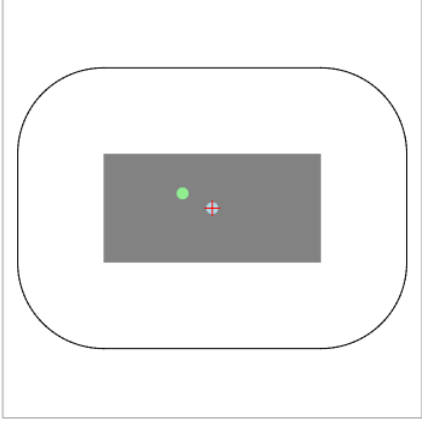
$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(400 + 316) \cdot (200 + 316) - 316^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} = 666 \text{ mm}$$

Le coefficient  $k_e$  peut être déterminé à l'aide de  $b$  et  $e_u$  :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{666}} = 0.92 \quad (108)$$

Il s'avère que la valeur  $k_e$  calculée à la main correspond à la valeur  $k_e$  du logiciel.

**Section de contrôle**



Dimensions de la colonne	$a_x$	400.0 mm
	$a_y$	200.0 mm
Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant	$d_v$	316 mm
Excentricité de la charge	$e_x$	-55 mm
	$e_y$	27 mm
Centre de gravité de la section de contrôle	$x_c$	0 mm
	$y_c$	-0 mm
Distance eu	$e_u$	61 mm
Diamètre de la surface équivalente	$b$	666 mm
Valeur $k_e$	$k_e$	0.92 [-]
Facteur de réduction (Évidement)	$k_{ARed}$	1.000 [-]
Périmètre de la section de contrôle ( $k_e \cdot k_{ARed} \cdot u_c$ )	$u$	2009 mm

Fermer

Ill. 71 : Exemple 1 - Résultats intermédiaires pour le calcul du périmètre et de la valeur  $k_e$

### 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 :

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \quad (109)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0047 \cdot 323^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0048 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 204 \text{ kNm/m} \quad (110)$$

$$m_{Rd,y} = 0.0050 \cdot 309^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0050 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 194 \text{ kNm/m} \quad (111)$$

L'armature de compression a été négligée, alors que le logiciel en tient compte.

Indications sur les armatures					
Bande d'appui		$b_s$ 2139 mm			
4. nappe	$\emptyset$	14.00 mm	s	100 mm	
	d	323 mm	$m_{Rd}$	204 kNm/m	
3. nappe	$\emptyset$	14.00 mm	s	100 mm	
	d	309 mm	$m_{Rd}$	194 kNm/m	
2. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	315 mm	$m_{Rd}$	107 kNm/m	
1. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	325 mm	$m_{Rd}$	108 kNm/m	

**Fermer**

III. 72 : Exemple 1 - Résultats intermédiaires pour l'armature de flexion et les résistances à la flexion

Les distances entre l'axe de la colonne et les points de moment nul ainsi que la largeur de la bande d'appui sont nécessaires pour déterminer la rotation :

$$r_{sx} = 0.22 L_x = 0.22 \cdot 7000 = 1540 \text{ mm} \quad (112)$$

$$r_{sy} = 0.22 L_y = 0.22 \cdot 6000 = 1320 \text{ mm} \quad (113)$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 2139 \text{ mm} \quad (114)$$

Lors de la détermination des valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui, il faut tenir compte de ce qui suit : lors de la vérification des résultats du logiciel, ce n'est pas l'effort de dimensionnement  $V_d$  qui est utilisé – comme pour un dimensionnement manuel – mais la résistance  $V_{Rd}$  établie par le logiciel. Comme il s'agit de vérifier d'une part le résultat pour la résistance sans armature de poinçonnement et d'autre part la résistance de la solution avec paniers, les valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui sont déterminées pour les deux cas dans les directions x et y :

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s} \right) \quad (115)$$

$$e_{ux} = \frac{M_{yd}}{V_d} = \frac{-60}{1100} = -54.5 \text{ mm} \quad (116)$$

$$e_{uy} = \frac{M_{xd}}{V_d} = \frac{30}{1100} = 27.3 \text{ mm} \quad (117)$$

$$m_{sd,x} = 804 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139} \right) = 111 \text{ kNm/m} \quad (118)$$

$$m_{sd,y} = 804 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139} \right) = 106 \text{ kNm/m} \quad (119)$$

$$m_{sd,x} = 1189 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139} \right) = 164 \text{ kNm/m} \quad (120)$$

$$m_{sd,y} = 1189 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139} \right) = 156 \text{ kNm/m} \quad (121)$$

A l'aide des paramètres déterminés précédemment, il est à nouveau possible de déterminer les rotations pour la solution sans armature de poinçonnement et pour la solution avec armature de poinçonnement :

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2} \quad (122)$$

Sans armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{111}{204} \right)^{3/2} = \underline{0.006} \quad (123)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{105}{194} \right)^{3/2} = 0.005 \quad (124)$$

Avec armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{164}{204} \right)^{3/2} = \underline{0.011} \quad (125)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{156}{194} \right)^{3/2} = 0.010 \quad (126)$$

Il s'avère que les principales rotations correspondent à celles établies dans le logiciel de dimensionnement.

### 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 la colonne  $u_0$  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 :

$$a_x \leq 3 \cdot d_{v0} \quad a_y \leq 3 \cdot d_{v0} \quad (127)$$

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot [2 \cdot (a_x + a_y) + d_{v0} \cdot \pi] \quad (128)$$

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

Comme la répartition de l'effort tranchant 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 déterminer la section de contrôle extérieure. La valeur  $k_e$  augmentée peut être estimée ainsi :

$$d_{v1} = 350 - 20 - 14 - 20 - 10 = 286 \text{ mm} \quad (129)$$

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_{Korb} + d_{v1})^2 - d_{v1}^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} \quad (130)$$

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

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_y}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{1330}} = 0.96 \quad (131)$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = k_{e1} \cdot [4 \cdot a_{Korb} + d_{v1} \cdot \pi] \quad (132)$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.96 \cdot [4 \cdot 900 + 286 \cdot \pi] = 4301 \text{ mm}$$

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations calculées avec le logiciel et qui ont déjà été préalablement vérifiées. Ceci encore une fois pour les cas avec et sans armature de poinçonnement.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \quad (133)$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0061 \cdot 316 \cdot 1.0} = 1.25 \quad (134)$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0107 \cdot 316 \cdot 1.0} = 0.94 \quad (135)$$

La résistance ultime sans armature de poinçonnement s'obtient comme suit :

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \quad (136)$$

$$V_{Rd,c0} = 1.25 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = \underline{795 \text{ kN}} \approx V_{Rd} = 804 \text{ kN}$$

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

Dans le logiciel de dimensionnement, la charge s'appliquant à l'intérieur de la section de contrôle s'ajoute à la résistance ultime  $V_{Rd}$ . Dans le cas des planchers-dalles, cette charge est généralement faible et peut donc être négligée lors d'une vérification manuelle. Pour les radiers, la charge due à la réaction du sol admissible à l'intérieur de la section de contrôle peut être importante et il convient donc de la prendre en compte lors de la vérification manuelle.

Pour la vérification de la résistance ultime, pour la solution des 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 dimensionnement conformément à l'expertise s'obtient ainsi :

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,cc0} &= 2.5 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \\
 V_{Rd,cc0} &= 2.5 \cdot 0.94 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = 1495 \text{ kN} \\
 1495 \text{ kN} &< 3.5 \cdot 1.0 \cdot 316 \cdot 2013 \cdot 10^{-3} = 2226 \text{ kN} \\
 \underline{V_{Rd,cc0} = 1495 \text{ kN}} &> \underline{V_{Rd} = 1189 \text{ kN}}
 \end{aligned}
 \tag{137}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c1} &= k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1 \\
 V_{Rd,c1} &= 0.94 \cdot 1.0 \cdot 286 \cdot 4301 \cdot 10^{-3} = 1156 \text{ kN} \cong \underline{V_{Rd} = 1189 \text{ kN}}
 \end{aligned}
 \tag{138}$$

Il s'avère que la résistance calculée manuellement est approximativement égale à la résistance de référence 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.

Pour la vérification au niveau du panier DURA, il faut d'abord déterminer les contraintes dans l'armature de poinçonnement en utilisant la rotation déterminée 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  $\varnothing_{sw} = 10 \text{ mm}$ . Ceci entraîne les contraintes suivantes au sein de l'acier dans l'armature de poinçonnement :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sd} &= \frac{E_s \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\varnothing_{sw}} \right) \leq f_{sd} \\
 \sigma_{sd} &= \frac{205000 \cdot 0.0107}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{316}{10} \right) = 429 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}
 \tag{139}$$

La surface de l'armature de poinçonnement pour la solution de paniers DURA choisie se détermine à l'aide du taux d'armature de poinçonnement. Le taux d'armature de poinçonnement figure également dans la documentation produit et il est pour un DURA-90 :  $\rho_w = 0.79\%$ . En calculant selon l'expertise DURA, l'armature de poinçonnement à prendre en compte est :

$$A_{sw} = \left[ 2 \cdot (a_x + a_y) + 2 \cdot \left( 0.25 + \frac{0.75}{2} \right) \cdot d_{v0} \cdot \pi \right] \cdot 0.75 d_{v0} \cdot \rho_w \quad (140)$$

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

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

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw} \quad (141)$$

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

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

On peut également démontrer que l'indication fournie par le logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$  est pertinente (dimensionnement selon l'expertise) :

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot f_{sd} \cdot A_{sw} = 0.92 \cdot 435 \cdot 4570 = \underline{1829 \text{ kN}} > \frac{V_d}{2} = 550 \text{ kN} \quad (142)$$

Comme on le supposait, la vérification à l'extérieur de l'armature de poinçonnement est la vérification déterminante. La valeur calculée manuellement correspond bien à la solution trouvée par le logiciel. Par conséquent, le résultat du logiciel peut être considéré comme correct.

### Vérification de la vraisemblance d'une solution avec tête en acier et paniers

Si la solution choisie est une combinaison de paniers et d'une tête en acier, la vérification manuelle peut s'effectuer de la même manière que pour une solution uniquement basée sur des paniers. Cependant pour les solutions avec tête en acier et combinaisons tête en acier-paniers, c'est la résistance de la tête en acier qui est déterminante dans la plupart des cas, et non la résistance au poinçonnement de la dalle. Comme la résistance de la tête en acier est garantie par Leviat, une vérification par l'ingénieur(e) n'est pas nécessaire. Il est toutefois possible de démontrer ou de vérifier que la dalle ne se révèle pas déterminante. C'est-à-dire que la résistance au poinçonnement de la dalle doit être supérieure ou égale à la résistance fournie par le logiciel. La vérification de la rotation est dans ce cas plus difficile, car la rotation est déterminée pour la résistance au

poinçonnement de la dalle. Mais comme le montre cet exemple, la rotation à la rupture peut également être estimée ou vérifiée manuellement.

Les mêmes valeurs de saisie que précédemment sont utilisées à titre d'exemple. Le dimensionnement après expertise tient compte de l'interaction entre la dalle en béton armé et la tête en acier. Afin de limiter le travail de vérification manuelle d'une solution avec tête en acier, on partira d'un dimensionnement selon SIA 262:2013 au lieu d'une expertise. La solution choisie donne une résistance ultime de  $V_{Rd} = 1148$  kN et une rotation à la rupture de  $\psi_R = 0.0127$ .

**Solutions**

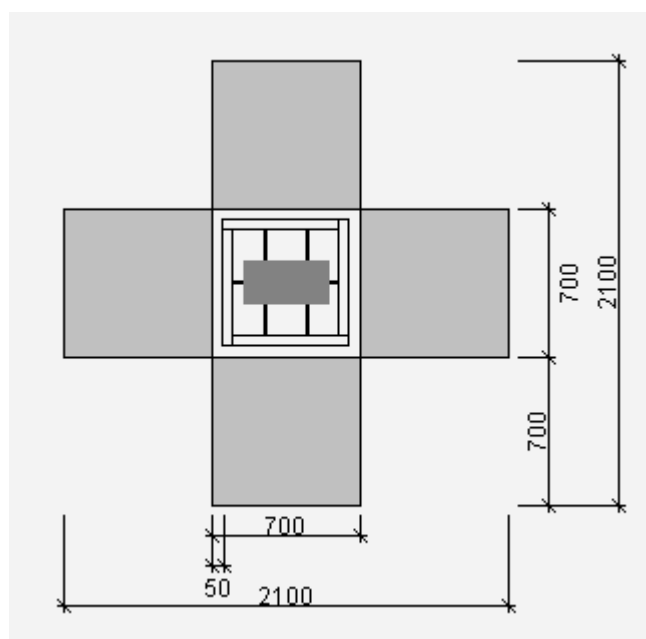
Résistance sans  $V_{Rd}$  803.8 kN  
mesures spéciales  $\psi_R$  0.0061

Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input type="checkbox"/>	Panier	1 DURA-90	$V_{Rd} = 1189$ kN	19%	0.0107	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Panier	2 DURA-70	$V_{Rd} = 1305$ kN	25%	0.0123	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Panier	1 DURA-110	$V_{Rd} = 1309$ kN	26%	0.0123	> 0.5
<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	$V_{Rd} = 1148$ kN	49%	0.0101	> 0.5
<input checked="" type="checkbox"/>	Tête/Panier	1 DURA 60/19-GE2.H22.E	$V_{Rd} = 1148$ kN	84%	0.0140	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Tête/Panier	4 DURA-70	$V_{Rd} = 1148$ kN	84%	0.0140	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Tête/Panier	1 DURA 60/24-KE1.N22.E	$V_{Rd} = 1114$ kN	86%	0.0138	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Tête/Panier	4 DURA-70	$V_{Rd} = 1114$ kN	86%	0.0138	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Éléments en S/Pan...	1 DURA-S-20-400-310-1	$V_{Rd} = 1463$ kN	100%	0.0151	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Éléments en S/Pan...	4 DURA-S-20-200-265-2	$V_{Rd} = 1463$ kN	100%	0.0151	> 0.5

Plus de résultats

### III. 73 : Exemple 1 – Résultats selon SIA 262:2013

Dans le cas d'une combinaison tête en acier-paniers, les paniers sont disposés en croix autour de la tête en acier.



III. 74 : Exemple 1 – Disposition de la solution tête en acier-panier choisie



### Vérification de la résistance ultime

Pour calculer la résistance en dehors de la tête, il faut déterminer la hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant :

$$d_{v2} = h - c_o - \frac{\emptyset_{4Lg} + \emptyset_{3Lg}}{2} - h_A - h_{zp} \quad (143)$$
$$d_{v2} = 350 - 20 - 14 - 0 - 40 = 276 \text{ mm}$$

Si la tête est en acier, les forces de cisaillement s'appuient sur l'âme du profilé de bord et non sur l'extrémité de l'aile. C'est pourquoi, pour calculer le périmètre de la section de contrôle extérieure, il faut déterminer les distances entre les âmes des profilés. La taille du profilé de bord n'est toutefois pas fournie par le logiciel pour des raisons de protection des données commerciales. Pour un contrôle manuel, il est toutefois 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 en acier. On obtient finalement la longueur ou la largeur grâce à l'équation :

$$c_{eff} \cong 0.8 \cdot 600 = 480 \text{ mm} \quad (144)$$

Comme la répartition de l'effort tranchant le long de la section de contrôle est plus uniforme à l'extérieur de la tête en acier, comme pour les paniers, qu'au niveau des colonnes, la valeur  $k_e$  peut être augmentée pour le calcul du périmètre de la section de contrôle extérieure. La valeur  $k_e$  augmentée peut être estimée ainsi :

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(480 + 276)^2 - 276^2 \cdot (1 - \frac{\pi}{4})]} = 841 \text{ mm} \quad (145)$$

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{61}{841}} = 0.93 \quad (146)$$

Le périmètre de la section de contrôle à l'extérieur de la tête en acier s'obtient ainsi :

$$k_e \cdot u_2 = 0.93 \cdot [4 \cdot 480 + 276 \cdot \pi] = 2599 \text{ mm} \quad (147)$$

La valeur  $k_r$  peut se calculer à l'aide de la rotation du logiciel :

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \quad (148)$$
$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0127 \cdot 316 \cdot 1.0} = 0.85$$

Pour la vérification en dehors de la tête en acier, les paniers DURA peuvent être pris en compte :

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) \leq f_{sd} \quad (149)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0127}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{316}{10} \right) = 509 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 435 \text{ N/mm}^2$$

Comme les paniers sont disposés seulement le long des côtés des têtes en acier, seule la longueur, au droit de l'âme des profilés de rive est utilisée pour déterminer la surface de la section de l'armature de poinçonnement à prendre en compte, sans les arrondis.

$$A_{sw} = 4 \cdot 480 \cdot 0.65 \cdot 276 \cdot 0.79\% = 2721 \text{ mm}^2 \quad (150)$$

La résistance ultime pour les têtes DURA en combinaison avec des paniers DURA peut être déterminée grâce à l'équation suivante :

$$V_{Rd,cs2} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot k_e \cdot u_2 + k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw} \quad (151)$$

$$V_{Rd,cs2} = 0.85 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2599 + 0.93 \cdot 435 \cdot 2721 = \underline{1711 \text{ kN}} > V_{Rd} = 1148 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime issue de la vérification manuelle est nettement plus importante que celle fournie par le logiciel.

On peut également démontrer que l'indication du logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$  est pertinente (dimensionnement selon la norme) :

$$V_{Rd,s2} = k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw} = 0.93 \cdot 435 \cdot 2721 = \underline{1100 \text{ kN}} > \frac{V_d}{2} = 550 \text{ kN} \quad (152)$$

En outre, il faut à nouveau vérifier la résistance de la bielle de compression du béton :

$$V_{Rd,cc2} = 2.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v2} \cdot k_e \cdot u_2 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_2$$

$$V_{Rd,cc2} = 2 \cdot 0.85 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2599 = 1219 \text{ kN}$$

$$1308 \text{ kN} < 3.5 \cdot 1.0 \cdot 276 \cdot 2599 = 2692 \text{ kN} \quad (153)$$

$$\underline{V_{Rd,cc2} = 1219 \text{ kN}} > V_{Rd} = 1148 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime issue de la vérification manuelle est plus importante que cette même résistance selon le logiciel.

Il faut également effectuer une vérification à l'extérieur des paniers. Cette vérification doit être effectuée de la même manière que précédemment pour le calcul des paniers seuls. Comme, dans

cet exemple, la distance diagonale de la section de contrôle extérieure est supérieure à  $2 \cdot 1.5 d_{v1}$ , il en résulte pour le périmètre de la section de contrôle à l'extérieur des paniers :

$$k_e \cdot u_1 = 0.93 \cdot [4 \cdot 700 + 286 \cdot \pi + 4 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 286] = 6631 \text{ mm} \quad (154)$$

Cela induit une résistance ultime à l'extérieur des paniers DURA de

$$V_{Rd,c1} = 0.85 \cdot 1.0 \cdot 286 \cdot 6631 = \underline{1612 \text{ kN}} > V_{Rd} = 1148 \text{ kN} \quad (155)$$

Il s'avère que la résistance ultime issue de la vérification manuelle est plus importante que celle fournie par le logiciel.

Les valeurs calculées manuellement sont toutes nettement plus élevées que la solution du logiciel. Cela signifie que dans ce cas-là, la valeur de résistance ultime indiquée dans le logiciel concerne la résistance de la tête en acier. Mais, comme toutes les vérifications du poinçonnement sont supérieures aux actions, la vérification manuelle montre tout de même que le résultat du logiciel est fiable.

### Vérification de la rotation

Les rotations à la rupture se réfèrent toujours au dimensionnement au poinçonnement ou à une ruine due au poinçonnement. Cela signifie que si la résistance ultime de la tête en acier est déterminante, comme c'est le cas dans cet exemple, il n'y a pas de rotation à la rupture directement associée. Dans ces cas-là, le logiciel indique la rotation à la rupture de la ruine due au poinçonnement déterminante. Dans cet exemple, il s'agit de la résistance de la bielle de compression du béton. Comme cette valeur n'apparaît pas directement dans le module de dimensionnement DURA, on utilise la valeur issue de la vérification manuelle ( $V_{Rd,cc2} = 1219 \text{ kN}$ ).

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{e_{u,i}}{2b_s} \right) \quad (156)$$

$$m_{sd,x} = 1219 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-54.5|}{2 \cdot 2139} \right) = 168 \text{ kNm/m} \quad (157)$$

$$m_{sd,y} = 1219 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|27.3|}{2 \cdot 2139} \right) = 160 \text{ kNm/m} \quad (158)$$

Les paramètres définis précédemment permettent de déterminer les rotations :

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2} \quad (159)$$

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{168}{203} \right)^{3/2} = \underline{0.012 \cong 0.013} \quad (160)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1320}{316} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{160}{193} \right)^{3/2} = 0.010 \quad (161)$$

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

### 8.3 Exemple 2 : Colonne de bord carrée (DURA)

#### 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 cette estimation, il suffit de connaître l'épaisseur de la dalle et la section des colonnes.

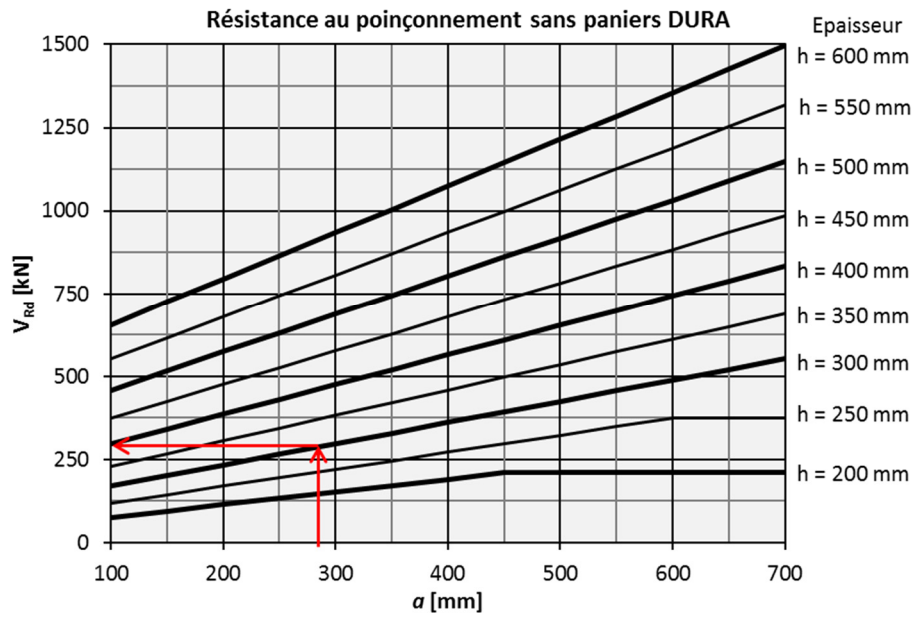
Charge de poinçonnement	$V_d = 379 \text{ kN}$	Section	$a_x = 250 \text{ mm}$
Épaisseur de la dalle	$h = 300 \text{ mm}$		$a_y = 250 \text{ mm}$
		Distance du bord	$a_R = 50 \text{ mm}$

Pour les colonnes de bord rectangulaires, la valeur  $a$  peut être déterminée comme suit :

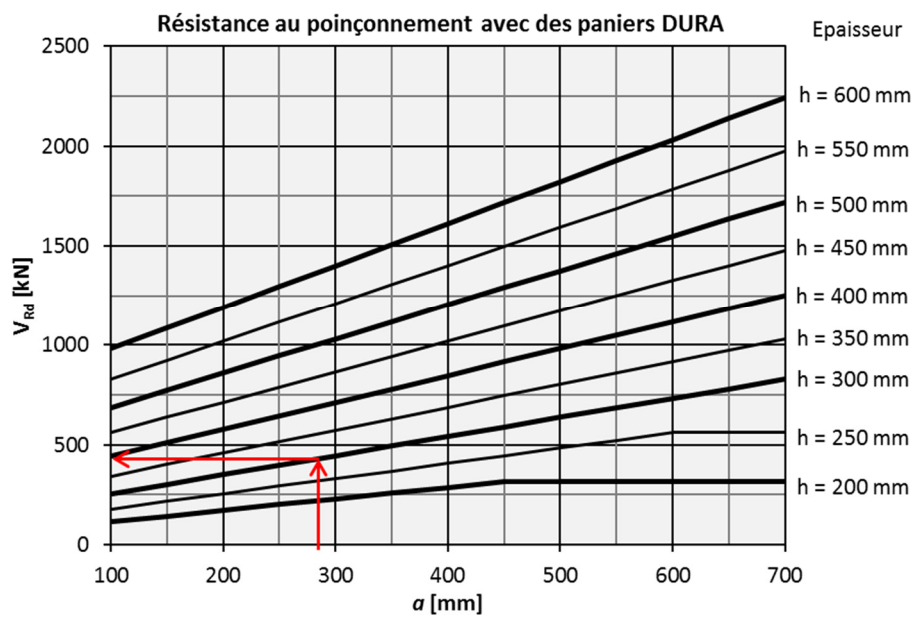
$$a = \frac{a_x + 2(a_y + a_R)}{3} = \frac{250 + 2(250 + 50)}{3} = 283 \text{ mm} \quad (162)$$

La résistance sans armature de poinçonnement est d'environ 285 kN. Pour les dalles avec armature de poinçonnement, la résistance au poinçonnement maximale est d'environ 420 kN. C'est-à-dire que la résistance ultime nécessaire peut vraisemblablement être obtenue avec des paniers DURA.

a)



b)



III. 75 : Exemple 2 - Estimation de la résistance ultime a) sans paniers DURA et b) avec paniers DURA

## Dimensionnement selon le degré d'approximation 2

Le dimensionnement pour cet exemple est effectué avec un degré d'approximation 2 qui nécessite les données suivantes :

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Base de calcul	Norme SIA 262:2013	Le dimensionnement s'effectue selon la norme ( $k_{sys} = 2.0$ )
Type de dalle	Plancher-dalle	
Utiliser des paniers résistants à la fatigue	Non	Dans l'exemple présent, les paniers utilisés ne sont pas des paniers résistants à la fatigue.
Type de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulat	32 mm	
Acier d'armature	B500B	
Section de la colonne	$a_x = 250$ mm $a_y = 250$ mm $a_R = 50$ mm	
Affaissement de l'appui	$h_A = 0$ mm	L'affaissement de l'appui est admis égal à 0 mm.
Épaisseur de la dalle	$h = 300$ mm	
Portées max.	$l_x = 8000$ mm $l_y = 6000$ mm	Dans cet exemple, le bord est parallèle à l'axe y. Par conséquent, $l_x$ est perpendiculaire et $l_y$ parallèle au bord de la dalle.
Charge de poinçonnement	$V_d = 379$ kN	
Charge utile	$q_d = 10$ kN/m <sup>2</sup>	
Déformations imposées	A ne pas prendre en compte	Lors du calcul, on s'efforcera de respecter les conditions imposées par la norme SIA 262:2013 à l'alinéa 4.3.6.1.2. C'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de les prendre en considération.
Moments d'encastrement des colonnes et quadrant de la résultante des charges	$ M_{xd}  = 1$ kNm $ M_{yd}  = 34$ kNm Quadrant = IV	Les moments d'encastrement des colonnes ont été déterminés à l'aide d'un calcul FEM.
Enrobage d'armature supérieur et inférieur	$c_o = 20$ mm $c_u = 20$ mm	
Armature direction x	2e/3e nappe $\varnothing 10$ mm s=100 $\varnothing 10$ mm s=100	3e nappe 2e nappe
Armature direction y	1ère/4e nappe $\varnothing 14$ mm s=100 $\varnothing 10$ mm s=100	4e nappe 1ère nappe

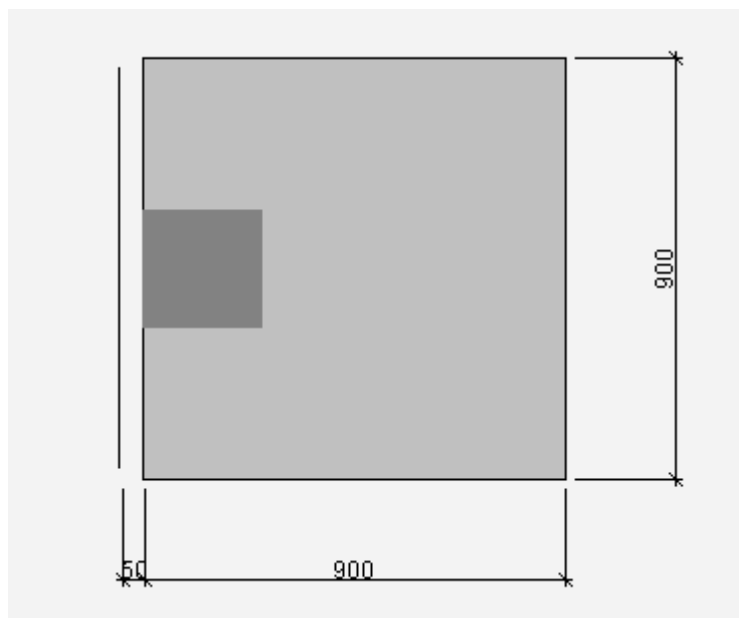
Sur cette base la résistance au poinçonnement sans mesure particulière est de 359 kN et la rotation à la rupture vaut  $\psi_R = 0.0098$ . La résistance ultime n'est pas atteinte sans que des mesures ne soient prises. De plus, les déformations imposées n'ont pas été prises en compte dans le calcul de l'effort intérieur. C'est-à-dire que selon 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 qui reprend au moins 50 % de la charge de dimensionnement. Comme la rotation est largement inférieure à 0.02, il faut également utiliser une armature de poinçonnement pour garantir le critère de déformation.

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions plastiques puisque les armatures ont été définies à partir d'un calcul élastique de l'effort intérieur. C'est-à-dire que, même si la rotation à la 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-90. La sécurité structurale est assurée avec une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 518$  kN. Par ailleurs, il est inutile d'effectuer d'autres vérifications pour une rotation à la rupture de  $\psi_R = 0.0171$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ .

— Solutions								
		Résistance sans mesures spéciales	$V_{Rd}$	358.9				kN
			$\psi_R$	0.0098				
	Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$	
<input type="checkbox"/>	Panier	1	DURA-90	$V_{Rd} = 518$ kN	37%	0.0171	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	Panier	2	DURA-70	$V_{Rd} = 518$ kN	50%	0.0171	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	Eléments en S/Pan...	1	DURA-SR-12-280-231-2	$V_{Rd} = 518$ kN	100%	0.0171	> 0.5	
		1	DURA-S-12-250-260-1					
		2	DURA-70					

III. 76 : Exemple 2 - Résultats



III. 77 : Exemple 2 - Disposition pour la solution choisie

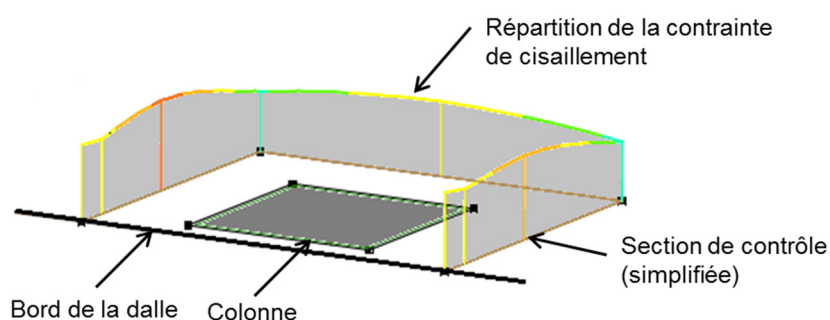
Dans cet exemple, l'estimation de la résistance donne des valeurs relativement prudentes par rapport aux résultats du calcul avec un degré d'approximation 2. Cela s'explique par le fait que la valeur  $k_e$  de 0.96 dans cet exemple est nettement plus élevée que la valeur d'approximation de la norme (0.70). Si l'on multipliait l'estimation par ce rapport, on obtiendrait

$$V_{Rd,c} = 285 \cdot \frac{0.96}{0.70} = 391 \text{ kN} \quad (163)$$

$$V_{Rd,cc0} = 420 \cdot \frac{0.96}{0.70} = 576 \text{ kN} \quad (164)$$

Par rapport au calcul de la résistance ultime sans armature de poinçonnement avec un degré d'approximation 2, il y a une différence d'environ 10 % et pour le calcul de la résistance ultime avec armature de poinçonnement d'environ 12 %. Toutefois, comme nous le verrons plus loin, dans cet exemple, la valeur estimée est même plus proche des résultats d'un calcul avec un degré d'approximation 3 que les résultats d'un calcul avec un degré d'approximation 2.

Comme nous l'avons déjà mentionné, il convient de noter que, dans cet exemple, la valeur  $k_e$  calculée est relativement élevée par rapport à la valeur approchée. Cela tient au fait que la colonne en béton, avec une section de 250x250 mm, a une faible rigidité et qu'il n'y a donc qu'un faible encastrement dans la dalle. Cela peut également être démontré en observant la répartition des contraintes de cisaillement dans la section de contrôle. L'III. 78 montre cette répartition le long de la section de contrôle (les arrondis dans les angles de la section de contrôle ne sont pas représentés).



III. 78 : Exemple 2 – Répartition des contraintes de cisaillement

### Dimensionnement selon le degré d'approximation 3

Pour les colonnes intérieures avec des portées régulières, les résultats d'un dimensionnement avec un degré d'approximation 2 correspondent à peu près à ceux d'un calcul avec un degré d'approximation 3. C'est pourquoi l'investissement supplémentaire n'en vaut que très rarement la peine. Il peut toutefois être utile de procéder à un examen plus approfondi pour les colonnes de bord et les colonnes d'angle et les extrémités ou angles de murs. Pour un dimensionnement avec un degré d'approximation 3, les données supplémentaires ci-dessous doivent être déterminées à l'aide d'un programme FEM. Le plus simple est de noter les données sur la fiche technique FEM (annexe B) et de les reporter ensuite dans le logiciel.



Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Portées	$L_{x1} = 8000$ mm $L_{y1} = 6000$ mm $L_{y2} = 5000$ mm	
Distance du point zéro	$r_{s,x1} = 471$ mm $r_{s,y1} = 1566$ mm $r_{s,y2} = 1593$ mm	
Moments de flexion dans la bande d'appui	$m_{sd,x1} = 34$ kNm/m $m_{sd,y1} = 110$ kNm/m $m_{sd,y2} = 93$ kNm/m	

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 l [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]	-

III. 79 : Exemple 2 – Indication des valeurs pour le degré d'approximation 3

La largeur des bandes d'appui peut être déterminée à l'aide de la distance par rapport au point de moment nul  $r_s$  et celle par rapport au bord  $a_R$ . Pour le calcul de la largeur de la bande d'appui, l'équation SIA 262 (60) s'applique en général :

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \quad (165)$$

Pour les degrés d'approximation 1 et 2, si les portées adjacentes sont différentes, il convient de prendre en compte la plus grande portée pour les valeurs  $r_{sx}$  et  $r_{sy}$ , conformément à la norme SIA 262, 4.3.6.4.4. Pour le degré d'approximation 3, la norme SIA 262 ne précise toutefois pas quels  $r_{sx}$  et

$r_{sy}$  doivent être pris en compte. Comme la largeur de la bande d'appui est influencée par les portées dans toutes les directions, il est recommandé d'utiliser l'approche suivante pour le degré d'approximation 3 :

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{r_{sx1} \cdot r_{sx2} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}} \quad (166)$$

Dans l'exemple présent, pour la colonne de bord, la largeur de la bande d'appui s'obtient par :

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{r_{sx1} \cdot r_{sx1} \cdot r_{sy1} \cdot r_{sy2}} \quad (167)$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt[4]{471 \cdot 471 \cdot 1566 \cdot 1593} = 1293 \text{ mm}$$

$$b_{sx} = a_{sy} + 2 \cdot (a_{sx} + a_R) = 250 + 2 \cdot (250 + 50) = 850 \text{ mm} < b_s \quad (168)$$

$$b_{sy} = \frac{b_s}{2} + \frac{a_x}{2} + a_R = \frac{1293}{2} + \frac{250}{2} + 50 = 822 \text{ mm} \quad (169)$$

Comme, dans ce cas, la distance mesurée par rapport au point de moment nul  $r_{s,x1} < 2/3 b_{srx}$ , on aboutit, selon SIA 262, 4.3.6.4.8, à :  $r_{s,x1} = 2/3 b_{srx} = 567 \text{ mm}$ . Le logiciel de dimensionnement vérifie automatiquement cette condition. C'est-à-dire que même si l'on entre  $r_{s,x1} = 471 \text{ mm}$  lors de la saisie, le logiciel de dimensionnement calcule avec  $r_{s,x1} = 567 \text{ mm}$ .

Lors du calcul avec un degré d'approximation 3, il apparaît que la résistance est garantie sans armature de poinçonnement. Mais comme la rotation est égale à 0.008, que les efforts intérieurs dus aux déformations imposées n'ont pas été pris en compte et qu'aucune protection contre l'effondrement n'est prévue, une armature de poinçonnement sera tout de même mise en place. Dans ce cas-là, pour obtenir une solution dans le logiciel, il faut augmenter l'effort de dimensionnement  $V_d$  de 379 kN à 399 kN ( $V_{Rd,c} + 5 \text{ kN}$ ) et les moments de flexion dans la bande d'appui ainsi que les moments d'encastrement de la colonne s'ajustent au prorata  $V_{d,neu}/V_{d,alt} = 399/379 = 1.05$ .

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

	$x_1$	$y_1$	$y_2$
$m_{sd} \text{ [kNm/m]}$	36	116	98

et les nouveaux moments d'encastrement de la colonne :

$$\begin{aligned} |M_{xd}| &= 1 \text{ kNm} \\ |M_{yd}| &= 36 \text{ kNm} \\ \text{Quadrant} &= \text{IV} \end{aligned}$$

Cela conduit à la solution avec un panier DURA-90 qui permet une rotation à la rupture de 0.0142 et dont le pourcentage de résistance de l'armature de poinçonnement est d'au moins 50 %  $V_d$ .

Solutions							
		Résistance sans mesures spéciales		$V_{Rd}$	393.6	kN	
				$\psi_R$	0.0082		
Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$	
<input checked="" type="checkbox"/>	Panier	1	DURA-90	$V_{Rd} = 576$ kN	37%	0.0145	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Panier	2	DURA-70	$V_{Rd} = 576$ kN	50%	0.0145	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Eléments en S/Pan...	1	DURA-SR-12-280-231-2	$V_{Rd} = 577$ kN	100%	0.0145	> 0.5
		1	DURA-S-12-250-260-1				
		2	DURA-70				

III. 80 : Exemple 2 – Résultats avec un degré d'approximation 3 avec charge d'action accrue

### Vérification de la vraisemblance de la solution

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel par un calcul manuel simplifié. Il n'est pas nécessaire de refaire intégralement tous les calculs.

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

### Vérification de la valeur $k_e$

La première chose à faire est de vérifier la valeur  $k_e$ . Dans le cas d'une colonne de bord carrée sans évidements, on obtient :

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} \frac{2 \cdot \left( a_x + a_R + \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left( \frac{\frac{d_v}{2} - a_R}{2} \right) + (a_y + d_v) \cdot \left( \frac{a_x + d_v}{2} \right)}{2 \cdot \left( a_x + a_R + \frac{d_v}{2} \right) + (a_y + d_v)} \quad (170)$$

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

$$e_{u,x} = 89.7 - 122.7 = -33.0 \text{ mm} \quad (171)$$

$$e_{u,y} = \frac{M_{xd}}{V_d} = \frac{-1000}{379} = -2.6 \text{ mm} \quad (172)$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} = 33.1 \text{ mm} \quad (173)$$

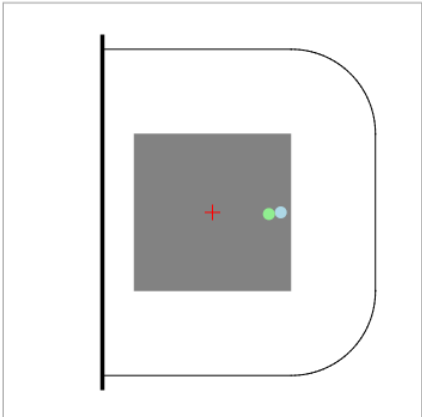
$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left( a_x + \frac{d_v}{2} + a_R \right) \cdot (a_y + d_v) - \frac{d_v^2}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]} \quad (174)$$

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

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{33.1}{525}} = 0.94 \quad (175)$$

On constate que la valeur  $k_e$  calculée manuellement correspond presque à la valeur  $k_e$  du logiciel. La différence entre le calcul manuel (0.94) et le logiciel (0.96) s'explique par le fait que le logiciel prend en compte le centre de gravité de la section de contrôle réelle avec des arrondis et que le calcul manuel simplifie les arrondis par des lignes droites.

**Section de contrôle**



Dimensions de la colonne	$a_x$	250.0 mm
	$a_y$	250.0 mm
Distance du bord	$a_R$	50.0 mm
Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant	$d_v$	267 mm
Excentricité de la charge	$e_x$	90 mm
	$e_y$	-3 mm
Centre de gravité de la section de contrôle	$x_c$	109 mm
	$y_c$	0 mm
Distance eu	$e_u$	19 mm
Diamètre de la surface équivalente	$b$	525 mm
Valeur $k_e$	$k_e$	0.96 [-]
Facteur de réduction (Évidement)	$k_{A,Red}$	1.000 [-]
Périmètre de la section de contrôle ( $k_e \cdot k_{A,Red} \cdot u_c$ )	$u$	1225 mm

Fermer

III. 81 : Exemple 2 – Résultats intermédiaires pour le calcul du périmètre et de la valeur  $k_e$

### 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 :

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \quad (176)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0030 \cdot 261^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0030 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 85.4 \text{ kNm/m} \quad (177)$$

$$m_{Rd,y} = 0.0056 \cdot 273^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0056 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 168 \text{ kNm/m} \quad (178)$$

Indications sur les armatures					
Bande d'appui			b <sub>ax</sub>	850 mm	
			b <sub>ay</sub>	822 mm	
4. nappe	∅	14.00 mm	s	100 mm	
	d	273 mm	m <sub>Rd</sub>	171 kNm/m	
3. nappe	∅	10.00 mm	s	100 mm	
	d	261 mm	m <sub>Rd</sub>	87 kNm/m	
2. nappe	∅	10.00 mm	s	100 mm	
	d	265 mm	m <sub>Rd</sub>	89 kNm/m	
1. nappe	∅	10.00 mm	s	100 mm	
	d	275 mm	m <sub>Rd</sub>	91 kNm/m	

**Fermer**

III. 82 : Exemple 2 – Résultats intermédiaires pour l'armature de flexion et les résistances à la flexion

Les paramètres issus 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  $V_{Rd}/V_d = 393/379 = 1.04$  pour obtenir la rotation à la rupture :

$$\psi_i = 1.2 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2} \quad (179)$$

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{567}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{35.4}{85.4} \right)^{3/2} = 0.001 \quad (180)$$

$$\psi_{y1} = 1.2 \cdot \frac{1566}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{114.4}{168} \right)^{3/2} = \underline{0.008} \quad (181)$$

$$\psi_{y2} = 1.2 \cdot \frac{1593}{267} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{96.7}{168} \right)^{3/2} = 0.007 \quad (182)$$

Il s'avère que la rotation déterminante correspond à celle provenant du logiciel de dimensionnement.

#### Vérification de la résistance ultime

Pour la vérification des résistances ultimes, la première étape consiste à déterminer le périmètre de la section de contrôle au niveau de la colonne  $u_0$  :

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[ 2 \cdot (a_x + a_R) + a_y + d_v \cdot \frac{\pi}{2} \right] \quad (183)$$

$$k_e \cdot u_0 = 0.96 \cdot \left[ 2 \cdot (250 + 50) + 250 + 267 \cdot \frac{\pi}{2} \right] = 1219 \text{ mm}$$

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations calculées avec le logiciel déjà vérifiées au préalable.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \quad (184)$$

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

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot k_e \cdot u_0 \quad (185)$$

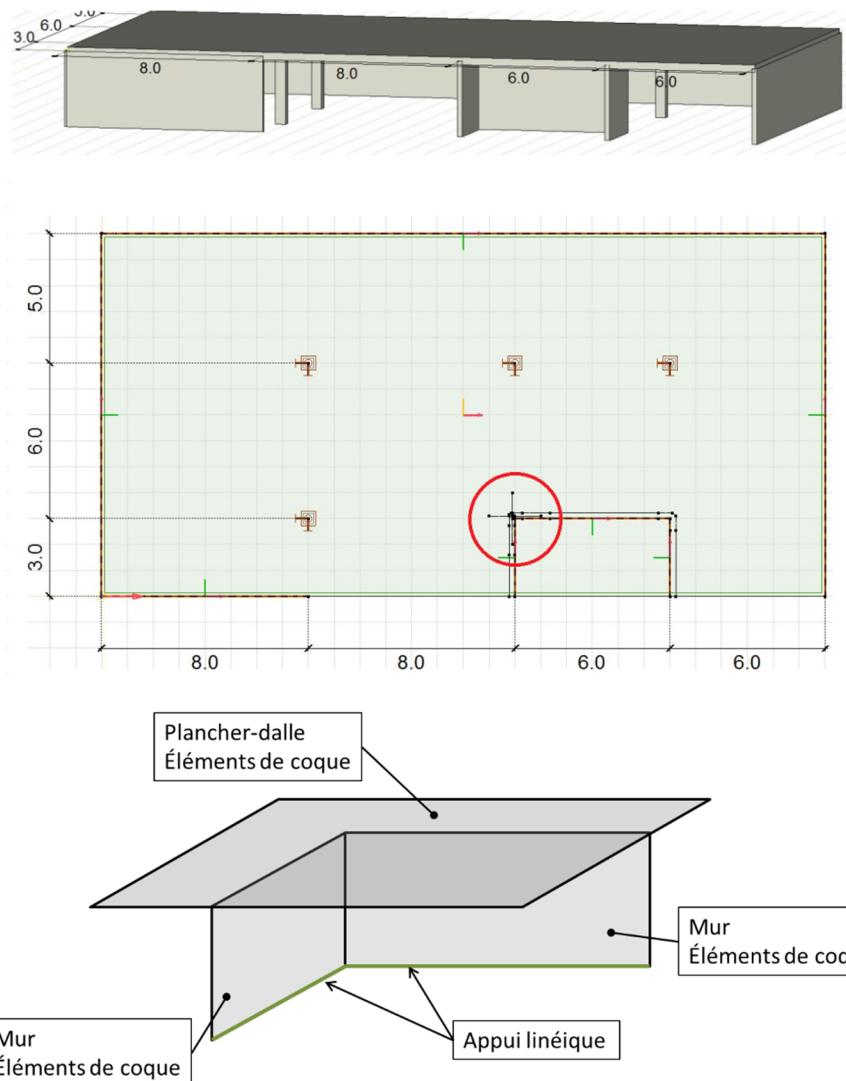
$$V_{Rd,c0} = 1.20 \cdot 1.0 \cdot 267 \cdot 1219 \cdot 10^{-3} = \underline{390 \text{ kN}} \approx V_{Rd} = 394 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance ultime calculée correspond approximativement à celle du logiciel.

## 8.4 Exemple 3 : Angle de mur (DURA)

### Modélisation

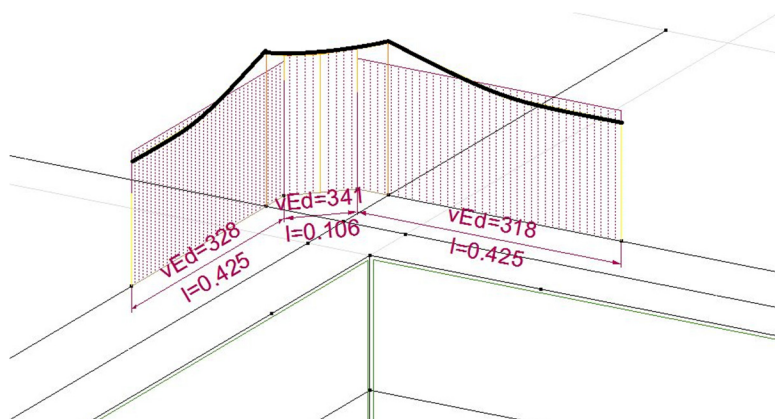
La modélisation s'effectue avec un logiciel FE en configuration linéaire-élastique non-fissuré. Les dalles et les murs sont ici modélisés comme des éléments-coques et reliés entre eux de manière rigide. Les murs reposent sur un appui linéaire.



III. 83 : Exemple 3 – Modélisation de l'angle de mur

Comme, dans ce cas-là, il n'est pas possible de déterminer, comme sur les colonnes, la charge de poinçonnement directement à l'aide de la réaction d'appui, la charge de dimensionnement est déterminée à partir de la répartition de l'effort tranchant dans la section de contrôle.

Pour les angles de murs, on suppose la longueur de la section de contrôle égale à  $1.5 d_v$  à partir de l'angle selon la norme (voir Fig. 22c, SIA 262:2013).



Ill. 84 : Exemple 3 – Répartition de l'effort tranchant

L'intégration des efforts tranchants le long de la section de contrôle fourni 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 de dimensionnement la charge répartie située à l'intérieur de la section de contrôle ( $V_d = 313$  kN).

### Dimensionnement selon le degré d'approximation 3

Le dimensionnement s'effectue avec un degré d'approximation 3, car il n'est pas possible d'effectuer un calcul conforme à la norme avec un degré d'approximation 2 pour les angles de murs.

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Base de calcul	Norme SIA 262:2013	Le dimensionnement s'effectue selon la norme ( $k_{sys} = 2.0$ )
Type de dalle	Plancher-dalle	
Utiliser des paniers résistants à la fatigue	Non	Dans l'exemple présent, les paniers utilisés ne sont pas des paniers résistants à la fatigue.
Type de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulats	32 mm	
Acier d'armature	B500B	
Section de l'angle de mur	$a_x = 200$ mm $a_y = 200$ mm	
Affaissement de l'appui	$h_A = 0$ mm	L'affaissement de l'appui est supposée égal à 0 mm.
Épaisseur de la dalle	$h = 300$ mm	
Portées	$L_{x1} = 8000$ mm $L_{y2} = 6000$ mm	
Distances par rapport au point zéro	$r_{sx1} = 1570$ mm $r_{sy2} = 1170$ mm	
Moments de flexion moyens 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>313</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]	-

III. 85 : Exemple 3 – Indication des valeurs pour le degré d'approximation 3

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

$$k_e = \frac{v_{d,moyen}}{v_{d,max}} = \frac{325}{372} = 0.87 \quad (186)$$

La valeur  $k_e$  permet de tenir compte de la répartition irrégulière de la sollicitation de cisaillement le long de la section de contrôle. Pour la vérification de la sécurité structurale, on compare la valeur maximale de l'effort tranchant  $v_{d,max}$  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 agissant 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  $v_{d,max}$ .

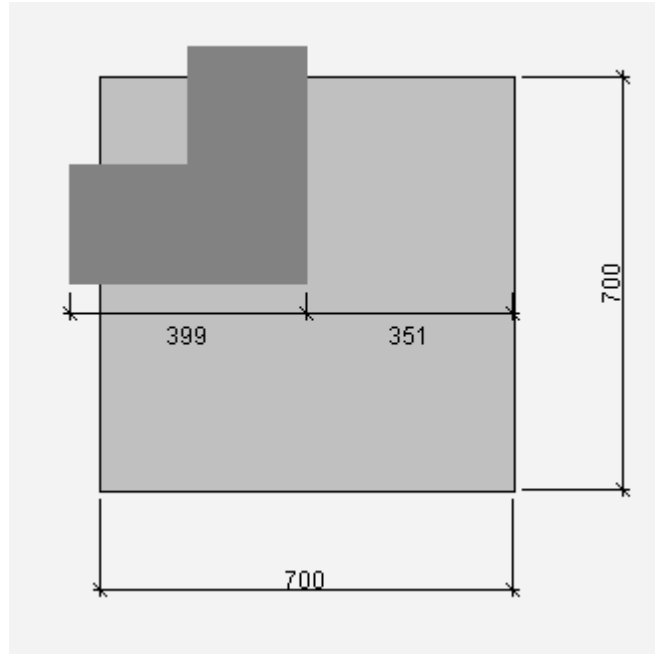
Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Charge de poinçonnement	$V_d = 313$ kN	
Charge utile	$q_d = 11.3$ kN /m <sup>2</sup>	
Déformations imposées	A ne pas prendre en compte	Lors du calcul, on s'efforcera de respecter les conditions imposées par la norme SIA 262:2013 à l'alinéa 4.3.6.1.2. C'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de prendre en considération les efforts intérieurs dus aux déformations imposées.
Valeur $k_e$	0.87	
Enrobage d'armature supérieur et inférieur	$c_o = 20$ mm $c_u = 20$ mm	
Armature direction x	1ère/4e nappe $\varnothing 14$ mm s=100 $\varnothing 10$ mm s=100	4e nappe 1ère nappe
Armature direction y	2e/3e nappe $\varnothing 14$ mm s=100 $\varnothing 10$ mm s=100	3e nappe 2e nappe

Ces données permettent de déterminer une résistance sans armature de poinçonnement de 275 kN et une rotation à la rupture  $\psi_R = 0.009$ . La résistance ultime n'est donc pas garantie sans que des mesures ne soient prises.

— Solutions						
		Résistance sans mesures spéciales	$V_{Rd}$	275.7	kN	
			$\psi_R$	0.0086		
Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$
<input type="checkbox"/>	Panier	1 DURA-70	$V_{Rd} = 346$ kN	20%	0.0122	> 0.5
<input type="checkbox"/>	Éléments en S/Pan...	1 DURA-SR-12-379-260-1 1 DURA-SR-12-379-231-2 3 DURA-70	$V_{Rd} = 402$ kN	100%	0.0152	> 0.5

### III. 86 : Exemple 3 - Édition des résultats

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions plastiques puisque les armatures ont été définies à partir d'un calcul élastique de l'effort intérieur. C'est-à-dire que, même si la rotation à la 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 est assurée avec une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 346$  kN. Par ailleurs, il est inutile d'effectuer d'autres vérifications pour une rotation à la rupture de  $\psi_R = 0.012$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ .



III. 87 : Exemple 3 – Disposition pour la solution choisie

### Vérification de la vraisemblance de la solution

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel par un calcul manuel simplifié.

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

### 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 :

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \quad (187)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0056 \cdot 273^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0056 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 168 \text{ kNm/m} \quad (188)$$

$$m_{Rd,y} = 0.0059 \cdot 259^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0059 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 159 \text{ kNm/m} \quad (189)$$

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  $V_{Rd}/V_d = 276/313 = 0.882$  et la vérification du calcul de la rotation avec armature de poinçonnement donne  $V_{Rd}/V_d = 346/313 = 1.105$ .

$$\psi_i = 1.2 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2} \quad (190)$$

Sans armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{1570}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{0.882 \cdot 134}{168} \right)^{3/2} = \underline{0.009} \quad (191)$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{1170}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{0.882 \cdot 105}{159} \right)^{3/2} = 0.005 \quad (192)$$

Avec armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.2 \cdot \frac{1570}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{1.105 \cdot 134}{168} \right)^{3/2} = \underline{0.012} \quad (193)$$

$$\psi_y = 1.2 \cdot \frac{1170}{266} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{1.105 \cdot 105}{159} \right)^{3/2} = 0.007 \quad (194)$$

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

#### Vérification de la résistance ultime

Pour la vérification de la résistance ultime, 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 à l'extérieur du panier  $u_1$ . Le périmètre de la section de contrôle au niveau de la colonne s'obtient ainsi :

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot d_v \cdot \left( 2 \cdot 1.5 + \frac{\pi}{4} \right) \quad (195)$$

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

Comme la répartition de l'effort tranchant 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 :

$$b_0 \cong 2.24 \cdot d_{v0} = 2.24 \cdot 266 = 596 \text{ mm} \quad (196)$$

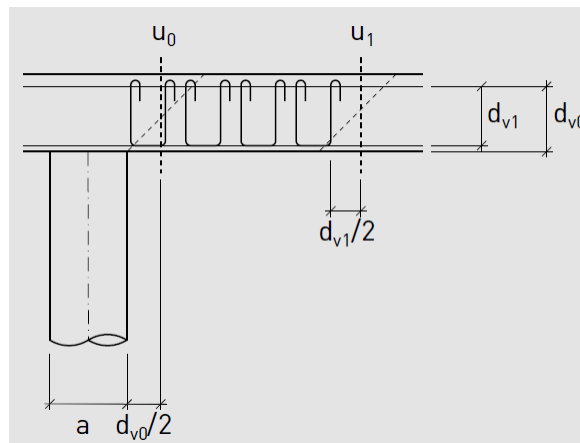
$$e_u = \frac{1 - k_e}{k_e} \cdot b_0 = \frac{1 - 0.87}{0.87} \cdot 596 = 89 \text{ mm} \quad (197)$$

$$d_{v1} = 300 - 20 - 14 - 20 - 10 = 236 \text{ mm} \quad (198)$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ (a_{Korb} + 0.5 \cdot d_{v1})^2 - \frac{d_{v1}^2}{4} \cdot \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \right]} \quad (199)$$

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

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_1}} = \frac{1}{1 + \frac{89}{921}} = 0.91 \quad (200)$$



III. 88 : Exemple 3 – Sections de contrôle à examiner

$$k_{e1} \cdot u_1 = k_e \cdot \left[ 2 \cdot a_{Korb} + d_{v1} \cdot \frac{\pi}{4} \right] \quad (201)$$

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

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

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \quad (202)$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0086 \cdot 266 \cdot 1.0} = 1.16 \quad (203)$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0122 \cdot 266 \cdot 1.0} = 0.96 \quad (204)$$

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

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \quad (205)$$

$$V_{Rd,c0} = 1.16 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = \underline{270 \text{ kN}} \approx V_{Rd} = 276 \text{ kN}$$

Le résultat correspond à celui obtenu avec le logiciel.

Pour la vérification de la résistance ultime de la solution choisie avec les paniers DURA, 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 un dimensionnement conforme à la norme s'obtient ainsi :

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

$$V_{Rd,cc0} = 2.0 \cdot 0.96 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = 447 \text{ kN} \quad (206)$$

$$V_{Rd,cc0} = 447 \text{ kN} > 3.5 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 \cdot 10^{-3} = 816 \text{ kN}$$

$$\underline{V_{Rd,cc0} = 447 \text{ kN}} > V_{Rd} = 346 \text{ kN}$$

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 à l'extérieur du panier DURA s'obtient à partir du périmètre de la section de contrôle à l'extérieur du panier :

$$V_{Rd,c1} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1 \quad (207)$$

$$V_{Rd,c1} = 0.96 \cdot 1.0 \cdot 236 \cdot 1446 \cdot 10^{-3} = \underline{328 \text{ kN}} \cong V_{Rd} = 346 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance calculée manuellement est approximativement égale à la résistance 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, du retrait de la charge à l'intérieur de la section de contrôle qui avait été négligée dans la vérification manuelle.

Pour la vérification au niveau du panier DURA, il faut d'abord déterminer la contrainte dans l'armature de poinçonnement en utilisant la rotation fournie 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  $\varnothing_{bg} = 10$  mm. Ceci entraîne les contraintes suivantes dans l'armature de poinçonnement :

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\varnothing_{sw}} \right) \leq f_{sd} \quad (208)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0122}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{266}{10} \right) = 478 \text{ N/mm}^2 > \underline{435 \text{ N/mm}^2}$$

La surface de l'armature de poinçonnement pour la solution de paniers DURA choisie se détermine à l'aide du taux d'armatures de poinçonnement. Celui-ci figure également dans la documentation produit et il est pour un DURA-70 :  $\rho_w = 0.79$  %. L'armature de poinçonnement à prendre en compte est la suivante :

$$A_{sw} = \left[ 2 \cdot 1.5 d_v + 2 \left( 0.35 + \frac{0.65}{2} \right) \cdot d_{v0} / 4 \cdot \pi \right] \cdot 0.65 d_{v0} \cdot \rho_w \quad (209)$$

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

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

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

$$V_{Rd,cs0} = 0.96 \cdot 1.0 \cdot 266 \cdot 876 + 0.87 \cdot 435 \cdot 1475 = 223.7 \text{ kN} + 558.2 \text{ kN} \quad (210)$$

$$\underline{V_{Rd,cs0} = 782 \text{ kN} > V_{Rd} = 346 \text{ kN}}$$

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

On peut également vérifier que l'indication du logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$  est pertinente :

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot A_{sw} = 558 \text{ kN} > \underline{\frac{V_d}{2} = 157 \text{ kN}} \quad (211)$$

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

## 8.5 Exemple 4 : Colonne intérieure ovale (HDB)

Le dimensionnement pour cet exemple est réalisé avec un degré d'approximation 2, les données suivantes sont nécessaires.

Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Base de calcul	Expertise	Le dimensionnement s'effectue sur la base du rapport d'expertise HDB.
Type de dalle	Plancher-dalle	
Installation	auto	Si vous choisissez « <i>auto</i> », les barres seront placées en bas pour les solutions HDB pures et en haut pour les combinaisons HDB/HSP.
Type de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulats	32 mm	
Acier d'armature	B500B	
Section de la colonne	$a_x = 500$ mm $a_y = 300$ mm	
Affaissement de l'appui	$h_A = 0$ mm	Affaissement de l'appui est supposé égale à 0 mm.
Épaisseur de la dalle	$h = 450$ mm	
Portées max.	$l_x = 8500$ mm $l_y = 8500$ mm	
Charge de poinçonnement	$V_d = 2500$ kN	
Charge utile	$q_d = 20$ kN/m <sup>2</sup>	
Déformations imposées	A ne pas prendre en compte	Lors du calcul, on s'efforcera de respecter les conditions imposées par la norme SIA 262:2013 à l'alinéa 4.3.6.1.2. C'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de prendre en considération les efforts intérieurs dus aux déformations imposées.
Moments d'encastrement des colonnes et quadrant de la résultante des charges	$ M_{xd}  = 40$ kNm $ M_{yd}  = 80$ 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 supérieure à $M_{xd}$ .
Enrobage d'armature supérieur et inférieur	$c_o = 30$ mm $c_u = 30$ mm	
Armature direction x	1ère/4e nappe $\varnothing 20$ mm $s=100$ $\varnothing 10$ mm $s=100$	4e nappe 1ère nappe
Armature direction y	2e/3e nappe $\varnothing 20$ mm $s=100$ $\varnothing 10$ mm $s=100$	3e nappe 2e nappe
Tête en acier	$h_{p,max} = 340$ mm $h_{zp} = 40$ mm	On utilise des valeurs qui placent la tête en acier entre les nappes d'armature.

Ces données permettent de déterminer une résistance au poinçonnement sans mesure particulière de 1445 kN et une rotation à la rupture  $\psi_R = 0.0034$ . On peut en déduire que la résistance ultime

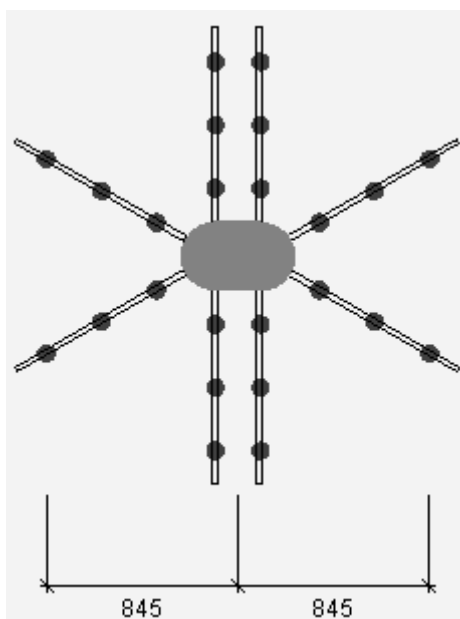


n'est pas garantie sans que des mesures ne soient prises. De plus, les déformations imposées n'ont pas été prises en compte dans le calcul de l'effort intérieur. C'est-à-dire que selon SIA 262, 4.3.6.1.2, soit la rotation de la dalle doit être supérieure à 0.020, soit il faut utiliser une armature de poinçonnement incluant au moins 50 % de la charge de dimensionnement. Comme la rotation est inférieure à 0.008, il convient également d'utiliser une armature de poinçonnement pour garantir le critère de déformation.

— Solutions								
		Résistance sans $V_{Rd}$		1'444.8				kN
		mesures spéciales $\psi_R$		0.0034				
	Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s}/V_d$	
<input checked="" type="checkbox"/>	HDB	8	HDB-25/395-3/860 (150/2x...	$V_{Rd} = 2554$ kN	31%	0.0077	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	HDB	12	HDB-20/395-3/840 (150/2x...	$V_{Rd} = 2541$ kN	35%	0.0081	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	HDB	10	HDB-25/395-3/900 (150/2x...	$V_{Rd} = 2639$ kN	39%	0.0080	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	1	HSP 2-60-27-PTV-22W	$V_{Rd} = 2642$ kN	93%	0.0080	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	14	HDB-20/395-3/810 (135/2x2...					
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	1	HSP 3-60-21-VT8-BBU	$V_{Rd} = 2564$ kN	96%	0.0081	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	16	HDB-20/395-3/810 (135/2x2...					
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	1	HSP 1-60-31-VKV-LMT	$V_{Rd} = 2578$ kN	100%	0.0080	> 0.5	
<input type="checkbox"/>	HDB/Tête	12	HDB-20/395-3/810 (135/2x2...					

### III. 89 : Exemple 4 – Édition des résultats

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions plastiques puisque les armatures ont été définies à partir d'un calcul linéaire-élastique de l'effort intérieur. C'est-à-dire que, même si la rotation à la rupture est inférieure à 0.02, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification supplémentaire. Pour cette raison, on a choisi dans cet exemple 8 barres à goujons HDB-25/395-3/860, dont la résistance au poinçonnement vaut  $V_{Rd} = 2554$  kN. Par ailleurs, il est inutile d'effectuer d'autres vérifications pour une rotation à la rupture de  $\psi_R = 0.0077$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ .



III. 90 : Exemple 4 – Disposition pour la solution choisie

### Vérification de la vraisemblance de la solution

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel par un calcul manuel simplifié. Il n'est pas nécessaire de refaire intégralement tous les calculs.

Matériau	$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{bd} = 2.4 \text{ N/mm}^2$ $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	Surface de l'armature	$A_{sx} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$ $A_{sy} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$
Hauteur statique	$d_x = 450 - 30 - \frac{20}{2} = 410 \text{ mm}$ $d_y = 410 - 20 = 390 \text{ mm}$ $d = 400 \text{ mm}$ $d_v = 400 \text{ mm}$		Taux d'armature	$\rho_x = 0.77\%$ $\rho_y = 0.81\%$

### Vérification de la valeur $k_e$

La première chose à faire est de vérifier la valeur  $k_e$ . Dans le cas d'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  $e_u$  est calculée à partir des moments d'encastrement de la colonne et des actions  $V_d$  correspondantes :

$$e_u = \frac{\sqrt{M_{xd}^2 + M_{yd}^2}}{V_d} = \frac{\sqrt{40^2 + (-80)^2}}{2500} \cdot 10^3 = 35.8 \text{ mm} \quad (212)$$

Le diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle s'obtient comme suit pour une colonne intérieure :

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(a_x - a_y) \cdot (a_y + d_v) + (a_y + d_v)^2 \cdot \frac{\pi}{4}]} \quad (213)$$

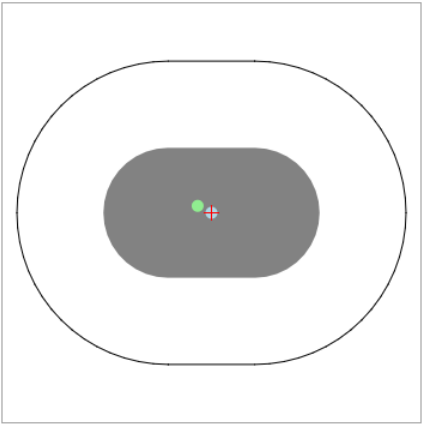
$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot [(500 - 300) \cdot (300 + 400) + (300 + 400)^2 \cdot \frac{\pi}{4}]} = 817 \text{ mm}$$

Le coefficient  $k_e$  peut être déterminé à l'aide de  $b$  et  $e_u$  :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{35.8}{817}} = 0.96 \quad (214)$$

On constate que la valeur  $k_e$  calculée à la main correspond à la valeur  $k_e$  du logiciel.

**Section de contrôle**



Dimensions de la colonne	$a_x$	500.0 mm
	$a_y$	300.0 mm
Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant	$d_v$	400 mm
Excentricité de la charge	$e_x$	-32 mm
	$e_y$	16 mm
Centre de gravité de la section de contrôle	$x_c$	0 mm
	$y_c$	0 mm
Distance eu	$e_u$	36 mm
Diamètre de la surface équivalente	$b$	817 mm
Valeur $k_s$	$k_s$	0.96 [-]
Facteur de réduction (Évidement)	$k_{ARed}$	1.000 [-]
Périmètre de la section de contrôle ( $k_s \cdot k_{ARed} \cdot u_c$ )	$u$	2490 mm

Fermer

III. 91 : Exemple 4 – Résultats intermédiaires pour le calcul du périmètre et de la valeur  $k_e$

### 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 :

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \quad (215)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0077 \cdot 410^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0077 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 504 \text{ kNm/m} \quad (216)$$

$$m_{Rd,y} = 0.0081 \cdot 390^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0081 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 477 \text{ kNm/m} \quad (217)$$

L'armature de compression a été négligée, cependant le logiciel en tient compte.

Indications sur les armatures					
Bande d'appui		$b_s$ 2805 mm			
4. nappe	$\emptyset$	20.00 mm	s	100 mm	
	d	410 mm	$m_{Rd}$	514 kNm/m	
3. nappe	$\emptyset$	20.00 mm	s	100 mm	
	d	390 mm	$m_{Rd}$	483 kNm/m	
2. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	405 mm	$m_{Rd}$	145 kNm/m	
1. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	415 mm	$m_{Rd}$	141 kNm/m	

**Fermer**

III. 92 : Exemple 4 – Résultats intermédiaires pour l'armature de flexion et les résistances à la flexion

Les distances entre l'axe de la colonne et les points de moment nul ainsi que la largeur de la bande d'appui sont nécessaires pour déterminer la rotation :

$$r_{sx} = 0.22 L_x = 0.22 \cdot 8500 = 1870 \text{ mm} \quad (218)$$

$$r_{sy} = 0.22 L_y = 0.22 \cdot 8500 = 1870 \text{ mm} \quad (219)$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 2805 \text{ mm} \quad (220)$$

Lors de la détermination des valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui, il faut tenir compte de ce qui suit : lors de la vérification des résultats du logiciel, ce n'est pas l'effort de dimensionnement  $V_d$  qui est utilisé – comme pour un dimensionnement manuel – mais la résistance  $V_{Rd}$  établie par le logiciel de dimensionnement. Comme il s'agit de vérifier d'une part le résultat pour la résistance sans armature de poinçonnement et d'autre part la résistance de la solution des paniers retenue, les valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui sont déterminées pour les deux cas dans les directions x et y :

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s} \right) \quad (221)$$

$$e_{ux} = \frac{M_{yd}}{V_d} = \frac{-80}{2500} = -32 \text{ mm} \quad (222)$$

$$e_{uy} = \frac{M_{xd}}{V_d} = \frac{40}{2500} = 16 \text{ mm} \quad (223)$$

$$m_{sd,x} = 1445 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-32|}{2 \cdot 2805} \right) = 189 \text{ kNm/m} \quad (224)$$

$$m_{sd,y} = 1445 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|16|}{2 \cdot 2805} \right) = 185 \text{ kNm/m} \quad (225)$$

$$m_{sd,x} = 2554 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-32|}{2 \cdot 2805} \right) = 334 \text{ kNm/m} \quad (226)$$

$$m_{sd,y} = 2554 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|16|}{2 \cdot 2805} \right) = 327 \text{ kNm/m} \quad (227)$$

A l'aide des paramètres déterminés précédemment, il est à nouveau possible de déterminer les rotations pour la solution sans armature de poinçonnement et pour la solution avec armature de poinçonnement :

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2} \quad (228)$$

Sans armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{189}{504} \right)^{3/2} = 0.0034 \quad (229)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{184}{477} \right)^{3/2} = \underline{0.0035} \quad (230)$$

Avec armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{334}{504} \right)^{3/2} = 0.0080 \quad (231)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1870}{400} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{327}{477} \right)^{3/2} = \underline{0.0084} \quad (232)$$

Il s'avère que les rotations déterminantes correspondent à celles provenant du logiciel de dimensionnement. Des écarts mineurs peuvent s'expliquer par des différences d'arrondi, la non-prise en compte de l'armature de compression et la non-prise en compte de la déduction de la charge à l'intérieur de la section de contrôle.

### 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 la colonne  $u_0$  ainsi que le périmètre de la section de contrôle en dehors de la zone avec armature de poinçonnement  $u_1$ . Le périmètre de la section de contrôle au niveau de la colonne s'obtient ainsi :

$$a_x - a_y \leq 3 \cdot d_{v0} \quad (233)$$

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot [2 \cdot (a_x - a_y) + (d_{v0} + a_y) \cdot \pi] \quad (234)$$

$$k_e \cdot u_0 = 0.96 \cdot [2 \cdot (500 - 300) + (400 + 300) \cdot \pi] = 2495 \text{ mm}$$

Comme la répartition de l'effort tranchant 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 calculée grâce à une valeur  $b$  adaptée (diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle). Pour simplifier, on peut considérer que la section de contrôle extérieure est un cercle. Alors on obtient ainsi la valeur  $b$  et la valeur  $k_e$  :

$$d_{v1} = 450 - 30 - 20 - 30 = 370 \text{ mm} \quad (235)$$

$$b \cong a_y + 2 \cdot [s_0 + (n_A - 1) \cdot s_1] + d_{v1} \quad (236)$$

$$b \cong 300 + 2 \cdot [150 + (3 - 1) \cdot 280] + 370 = 2090 \text{ mm}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{35.8}{2090}} = 0.98 \quad (237)$$

Le moyen le plus simple de déterminer le périmètre est de le représenter graphiquement grâce à l'édition au format dxf. Pour simplifier, il peut aussi être déterminé par deux demi-cercles et deux éléments intermédiaires.

$$u_1 \cong [a_y + 2 \cdot [s_0 + (n_A - 1) \cdot s_1] + d_{v1}] \cdot \pi + 2 \cdot (a_x - a_y) \quad (238)$$

$$u_1 \cong [300 + 2 \cdot [150 + (3 - 1) \cdot 280] + 370] \cdot \pi + 2 \cdot (500 - 300)$$

$$u_1 \cong 6965 \text{ mm} \quad (239)$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.98 \cdot 6965 = 6826 \text{ mm} \quad (240)$$

Cette valeur surestime en principe quelque peu le périmètre, car la section de contrôle extérieure ne suit pas un arrondi, mais un tracé polygonal. La valeur de 6609 mm obtenue dans le logiciel peut toutefois être considérée comme plausible à partir de ce postulat simplifié intégré au calcul manuel.

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations obtenues avec le logiciel et qui ont déjà été préalablement vérifiées. Ceci encore une fois pour les cas avec et sans armature de poinçonnement.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \quad (241)$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0034 \cdot 400 \cdot 1.0} = 1.44 \quad (242)$$

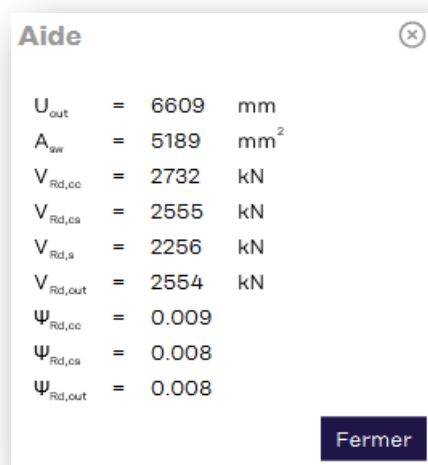
$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0078 \cdot 400 \cdot 1.0} = 1.00 \quad (243)$$

La résistance ultime sans armature de poinçonnement s'obtient comme suit :

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \quad (244)$$

$$V_{Rd,c0} = 1.44 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 \cdot 10^{-3} = 1437 \text{ kN} \cong V_{Rd} = 1445 \text{ kN}$$

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



### III. 93 : Exemple 4 – Résultats intermédiaires des résistances ultimes

Dans le logiciel de dimensionnement, la charge agissant à l'intérieur de la section de contrôle s'ajoute à la résistance ultime  $V_{Rd}$ . Pour les planchers-dalles, cette part est généralement faible et peut donc être négligée lors d'une vérification manuelle. Pour les radiers, la réaction du sol agissant à l'intérieur de la section de contrôle peut être importante et il convient donc de le prendre en compte lors de la vérification manuelle.

Pour la vérification de la résistance ultime de la solution avec HDB choisie, les trois vérifications : bielle de compression du béton, poinçonnement au niveau des goujons à double tête et poinçonnement à l'extérieur de l'armature de poinçonnement, doivent être effectuées. La résistance de la bielle de compression du béton pour le dimensionnement conformément à l'expertise s'obtient ainsi :

$$\begin{aligned}
V_{Rd,cc0} &= 3.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \\
V_{Rd,cc0} &= 3.0 \cdot 1.00 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 \cdot 10^{-3} = 2994 \text{ kN} \\
V_{Rd,cc0} &= 2994 \text{ kN} > 3.5 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 \cdot 10^{-3} = 3493 \text{ kN} \\
\underline{V_{Rd,cc0} = 2994 \text{ kN} > V_{Rd} = 2500 \text{ kN}}
\end{aligned}
\tag{245}$$

Il s'avère que la résistance ultime obtenue par calcul est 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 de l'armature de poinçonnement s'obtient à partir du périmètre de la section de contrôle à l'extérieur de la zone avec armature de poinçonnement. Pour ce contrôle de vraisemblance, on a utilisé le périmètre extérieur issu du logiciel, dont la vraisemblance avait déjà été vérifiée.

$$\begin{aligned}
V_{Rd,c1} &= k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1 \\
V_{Rd,c1} &= 1.00 \cdot 1.0 \cdot 370 \cdot 6689 \cdot 10^{-3} = \underline{2475 \text{ kN}} \cong V_{Rd} = 2500 \text{ kN}
\end{aligned}
\tag{246}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est approximativement égale à la résistance calculée dans le logiciel. C'est-à-dire que la zone renforcée par une armature de poinçonnement est suffisante.

Pour la vérification de l'armature de poinçonnement, il faut d'abord déterminer les contraintes qui la sollicitent en utilisant la rotation fournie par le logiciel. Les contraintes sont :

$$\begin{aligned}
\sigma_{sd} &= \frac{E_s \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) \leq f_{sd} \\
\sigma_{sd} &= \frac{205000 \cdot 0.0077}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{400}{25} \right) = 286 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}
\tag{247}$$

La section de l'armature de poinçonnement à prendre en compte pour la solution HDB choisie peut être déterminée de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
k_e \cdot A_{sw} &= k_e \cdot n_r \cdot \frac{\pi}{4} \phi^2 \cdot \frac{d_v}{s_0 + 0.5s_1} \\
k_e \cdot A_{sw} &= 0.96 \cdot 8 \cdot \frac{\pi}{4} 25^2 \cdot \frac{400}{150 + 0.5 \cdot 280} = 5200 \text{ mm}^2
\end{aligned}
\tag{248}$$



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

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{sd} \quad (249)$$

$$V_{Rd,cs0} = 1.00 \cdot 1.0 \cdot 400 \cdot 2495 + 5200 \cdot 286 = \underline{2487 \text{ kN}} \cong V_{Rd} = 2500 \text{ kN}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est approximativement égale à la résistance déterminante calculée avec le logiciel. C'est-à-dire que le nombre, le diamètre et l'espacement des goujons à double tête choisis étaient corrects.

On peut également démontrer que l'indication fournie par le logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$  est pertinente (dimensionnement selon l'expertise) :

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot A_{sw} \cdot f_{sd} = 5200 \cdot 435 = \underline{2262 \text{ kN}} > \frac{V_d}{2} = 1250 \text{ kN} \quad (250)$$

Les valeurs calculées à la main correspondent bien à la solution fournie par le logiciel. Par conséquent, le résultat du logiciel peut être considéré comme correct.

Pour les goujons à double tête, il ne faut pas seulement vérifier les résistances ultimes, mais aussi les exigences constructives. Souvent on l'oublie et on crée ainsi des dispositions qui ne correspondent à la norme et qui n'ont pas été confirmées expérimentalement.

Selon l'expertise, le premier goujon doit se situer à  $0.375 d_v$  :

$$\frac{s_0}{d_v} = \frac{150}{400} = 0.375 = 0.375 \quad (251)$$

Le deuxième goujon devrait être placé à  $1.125 d_v$  maximum :

$$\frac{s_0 + s_1}{d} = \frac{150 + 280}{400} = 1.075 < 1.125 \quad (252)$$

De plus, les distances tangentielles devraient être inférieures à  $1.5d_v$  pour la deuxième rangée de goujons. Le plus simple est de mesurer les distances dans le fichier dxf d'exportation. Mais elles sont aussi faciles à calculer. Avec la disposition choisie, les distances les plus grandes sont dans l'arrondi. La sécante correspondante s'obtient ainsi

$$a_2 = 2 \cdot \left( \frac{a_y}{2} + s_0 + s_1 \right) \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \quad (253)$$

$$a_2 = 2 \cdot \left( \frac{300}{2} + 150 + 280 \right) \cdot \sin \frac{60}{2} = 580 \text{ mm} < 1.5 \cdot 400 = 600 \text{ mm}$$

## 8.6 Exemple 5 : Colonne d'angle circulaire (HDB)

Le dimensionnement pour cet exemple est réalisé avec un degré d'approximation 2, les données suivantes sont nécessaires.

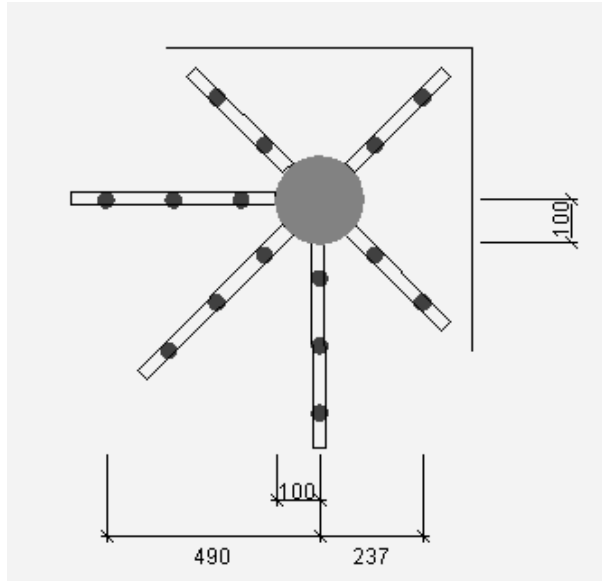
Paramètre de saisie	Valeur	Remarques sur le choix des paramètres
Base de calcul	Expertise	Le dimensionnement s'effectue sur la base du rapport d'expertise HDB.
Type de dalle	Plancher-dalle	
Installation	auto	Si vous choisissez « <i>auto</i> », les barres seront placées en bas pour les solutions HDB et en haut pour les combinaisons HDB/HSP.
Type de béton	C25/30	
Diamètre maximal du granulat	32 mm	
Acier d'armature	B500B	
Section de la colonne	$\phi = 200$ mm $a_{Rx} = 250$ mm $a_{Ry} = 250$ mm	
Hauteur de l'appui	$h_A = 0$ mm	L'affaissement de l'appui est supposée égale à 0 mm.
Épaisseur de la dalle	$h = 250$ mm	
Portées max.	$l_x = 4500$ mm $l_y = 3800$ mm	
Charge de poinçonnement	$V_d = 275$ kN	
Charge utile	$q_d = 3$ kN /m <sup>2</sup>	
Déformations imposées	A ne pas prendre en compte	Lors du calcul, on s'efforcera de respecter les conditions imposées par la norme SIA 262:2013 à l'alinéa 4.3.6.1.2. C'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de prendre en considération les efforts intérieurs dus aux déformations imposées.
Moments d'encastrement des colonnes et quadrant de la résultante des charges	$ M_{xd}  = 35$ kNm $ M_{yd}  = 40$ kNm Quadrant = III	
Enrobage d'armature supérieur et inférieur	$c_o = 25$ mm $c_u = 25$ mm	
Armature direction x	1ère/4e nappe $\phi 14$ mm s=100 $\phi 10$ mm s=100	4e nappe 1ère nappe
Armature direction y	2e/3e nappe $\phi 14$ mm s=100 $\phi 10$ mm s=100	3e nappe 2e nappe
Tête en acier	$h_{p,max} = 240$ mm $h_{zp} = 40$ mm	On utilise des valeurs qui placent la tête en acier entre les nappes d'armature.

Ces données permettent de déterminer une résistance au poinçonnement sans mesure particulière de 213,5 kN et une rotation à la rupture  $\psi_R = 0,0106$ . On peut en déduire que la résistance ultime n'est pas garantie sans que des mesures ne soient prises. De plus, les déformations imposées n'ont pas été prises en compte dans le calcul de l'effort intérieur. C'est-à-dire que selon 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 qui reprend au moins 50 % de la charge de dimensionnement. Comme la rotation est inférieure à 0.008, il convient également d'utiliser une armature de poinçonnement en ce qui concerne le critère de déformation.

— Solutions								
		Résistance sans $V_{Rd}$		213.5				kN
		mesures spéciales $\psi_R$		0.0106				
	Type d'élément	Nom...	Élément	Résistance	Coûts	$\psi_R$	$V_{Rd,s} / V_d$	
<input type="checkbox"/>	HDB	2	HDB-12/205-4/565 (80/3x1...	$V_{Rd} = 288$ kN	95%	0.0159	> 0.5	
		2	HDB-12/205-2/295 (80/135/...					
		1	HDB-12/205-3/430 (80/2x1...					
<input checked="" type="checkbox"/>	HDB	3	HDB-12/205-3/470 (80/2x1...	$V_{Rd} = 279$ kN	100%	0.0149	> 0.5	
		3	HDB-12/205-2/315 (80/155/...					
<input type="checkbox"/>	HDB	3	HDB-12/205-4/505 (80/3x11...	$V_{Rd} = 281$ kN	100%	0.0154	> 0.5	
		2	HDB-12/205-2/275 (80/115/...					

### III. 94 : Exemple 5 – Édition des résultats

Dans cet exemple, il n'a pas été procédé à des redistributions plastiques puisque les armatures ont été définies à partir d'un calcul linéaire-élastique de l'effort intérieur. C'est-à-dire que même si la rotation à la rupture est inférieure à 0.02, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification supplémentaire. Pour cet exemple, on choisit 3 HDB-12/205-3/470 & 3 HDB-12/205-2/315. Même si les deux autres solutions présentées sont également correctes, cette disposition semble être la plus pertinente pour la situation concernée. La sécurité structurale est garantie avec une résistance au poinçonnement de  $V_{Rd} = 279$  kN. Par ailleurs, il est inutile d'effectuer d'autres vérifications pour une rotation à la rupture de  $\psi_R = 0.0149$  et un rapport  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$ .



III. 95 : Exemple 5 – Disposition pour la solution choisie

### Vérification de la vraisemblance de la solution

Pour être sûr du résultat, il est indispensable de vérifier la vraisemblance des résultats calculés par le logiciel par un calcul manuel simplifié. Il n'est pas nécessaire de refaire intégralement tous les calculs.

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	$d_x = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218 \text{ mm}$		Taux d'armature	$\rho_x = 0.71\%$
	$d_y = 218 - 14 = 204 \text{ mm}$			$\rho_y = 0.75\%$
	$d = 211 \text{ mm}$			
	$d_v = 211 \text{ mm}$			

### Vérification de la valeur $k_e$

La première chose à faire est de vérifier la valeur  $k_e$ . Dans le cas d'une colonne d'angle 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  $e_u$  est calculée à partir des moments d'encastrement de la colonne et des actions  $V_d$  correspondantes :

$$e_{u,x} = \frac{M_{yd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (\phi + d_v)^2 + (2a_{Ry} + \phi) \cdot (\phi + d_v) - 2 \left( \frac{\phi}{2} + a_{Rx} \right)^2 \right]}{(\phi + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\phi + a_{Rx} + a_{Ry})} = \quad (254)$$

$$\frac{-40 \cdot 10^3}{275} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (200 + 211)^2 + (2 \cdot 250 + 200) \cdot (200 + 211) - 2 \left( \frac{200}{2} + 250 \right)^2 \right]}{(200 + 211) \cdot \frac{\pi}{4} + (200 + 250 + 250)}$$

$$e_{u,x} = 94 \text{ mm}$$

$$e_{u,y} = \frac{-M_{xd}}{V_d} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (\varnothing + d_v)^2 + (2a_{Rx} + \varnothing) \cdot (\varnothing + d_v) - 2 \left( \frac{\varnothing}{2} + a_{Ry} \right)^2 \right]}{(\varnothing + d_v) \cdot \frac{\pi}{4} + (\varnothing + a_{Rx} + a_{Ry})} = \quad (255)$$

$$\frac{35 \cdot 10^3}{275} + \frac{\frac{1}{4} \cdot \left[ (200 + 211)^2 + (2 \cdot 250 + 200) \cdot (200 + 211) - 2 \left( \frac{200}{2} + 250 \right)^2 \right]}{(200 + 211) \cdot \frac{\pi}{4} + (200 + 250 + 250)}$$

$$e_{u,y} = 76 \text{ mm}$$

$$e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} = \sqrt{94^2 + 76^2} = 120 \text{ mm} \quad (256)$$

Le diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle s'obtient comme suit pour une colonne d'angle circulaire :

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

$$b = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \left[ \left( 200 + \frac{211}{2} + 250 \right) \cdot \left( 200 + \frac{211}{2} + 250 \right) - \frac{(200 + 211)^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]} \quad (257)$$

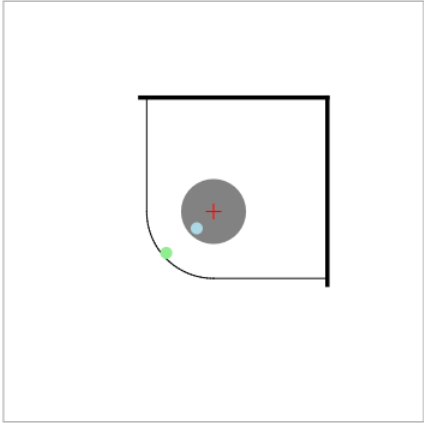
$$b = 618 \text{ mm}$$

Le coefficient  $k_e$  peut être déterminé à l'aide de  $b$  et  $e_u$  :

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{120}{618}} = 0.84 \quad (258)$$

Il s'avère que la valeur  $k_e$  calculée à la main correspond à la valeur  $k_e$  du logiciel.

**Section de contrôle**



Dimensions de la colonne	ø	200.0 mm
Distance du bord	a <sub>bx</sub>	250.0 mm
	a <sub>by</sub>	250.0 mm
Hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant	d <sub>v</sub>	211 mm
Excentricité de la charge	e <sub>x</sub>	-145 mm
	e <sub>y</sub>	-127 mm
Centre de gravité de la section de contrôle	x <sub>c</sub>	-52 mm
	y <sub>c</sub>	-52 mm
Distance eu	e <sub>u</sub>	120 mm
Diamètre de la surface équivalente	b	618 mm
Valeur k <sub>e</sub>	k <sub>e</sub>	0.84 [-]
Facteur de réduction (Évidement)	k <sub>ARed</sub>	1.000 [-]
Périmètre de la section de contrôle (k <sub>e</sub> ·k <sub>ARed</sub> ·u <sub>o</sub> )	u	856 mm

Fermer

III. 96 : Exemple 5 - Résultats intermédiaires pour le calcul du périmètre et de la valeur  $k_e$

### 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 :

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{sd}}{2 \cdot f_{cd}}\right) \quad (259)$$

$$m_{Rd,x} = 0.0071 \cdot 218^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0071 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 133 \text{ kNm/m} \quad (260)$$

$$m_{Rd,y} = 0.0075 \cdot 204^2 \cdot 435 \cdot \left(1 - \frac{0.0075 \cdot 435}{2 \cdot 16.7}\right) \cdot 10^{-3} = 123 \text{ kNm/m} \quad (261)$$

L'armature de compression a été négligée. Ce qui n'est pas le cas dans le logiciel.

Indications sur les armatures					
Bande d'appui			$b_{ax}$	900 mm	
			$b_{ay}$	900 mm	
4. nappe	$\emptyset$	14.00 mm	s	100 mm	
	d	218 mm	$m_{Rd}$	133 kNm/m	
3. nappe	$\emptyset$	14.00 mm	s	100 mm	
	d	204 mm	$m_{Rd}$	123 kNm/m	
2. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	210 mm	$m_{Rd}$	72 kNm/m	
1. nappe	$\emptyset$	10.00 mm	s	100 mm	
	d	220 mm	$m_{Rd}$	72 kNm/m	

**Fermer**

III. 97 : Exemple 5 – Résultats intermédiaires pour l'armature de flexion et les résistances à la flexion

Les distances existantes entre l'axe de la colonne et les points de moment nul ainsi que la largeur de la bande d'appui sont nécessaires pour déterminer la rotation :

$$r_{sx} = 0.22 L_x = 0.22 \cdot 4500 = 990 \text{ mm} \quad (262)$$

$$r_{sy} = 0.22 L_y = 0.22 \cdot 3800 = 836 \text{ mm} \quad (263)$$

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} = 1365 \text{ mm} \quad (264)$$

Influence des bords :

$$b_{s,x} = \frac{\emptyset}{2} + a_{Ry} + \frac{\emptyset}{2} + a_{Rx} = 200 + 250 + 200 + 250 = 900 \text{ mm} \quad (265)$$

$$b_{s,y} = \frac{\emptyset}{2} + a_{Rx} + \frac{\emptyset}{2} + a_{Ry} = 200 + 250 + 200 + 250 = 900 \text{ mm} \quad (266)$$

Lors de la détermination des valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui, il faut tenir compte de ce qui suit : lors de la vérification des résultats du logiciel, ce n'est pas l'effort de dimensionnement  $V_d$  qui est utilisé – comme pour un dimensionnement manuel – mais la résistance  $V_{Rd}$  établie par le logiciel de dimensionnement. Comme il s'agit de vérifier d'une part le résultat pour la résistance sans armature de poinçonnement et d'autre part la résistance de la solution retenue, les valeurs moyennes des moments dans les bandes d'appui sont déterminées pour les deux cas dans les directions x et y :

$$m_{sd,i} = V_{Rd} \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{b_s} \right) \geq \frac{1}{2} V_{Rd} \quad (267)$$

$$e_{ux} = -94 \text{ mm} \quad (268)$$

$$e_{uy} = -76 \text{ mm} \quad (269)$$

$$m_{sd,x} = 214 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-94|}{900} \right) = 49 \text{ kNm/m} < \frac{1}{2} 214 = \underline{107 \text{ kNm/m}} \quad (270)$$

$$m_{sd,y} = 214 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-76|}{900} \right) = 45 \text{ kNm/m} < \frac{1}{2} 214 = \underline{107 \text{ kNm/m}} \quad (271)$$

$$m_{sd,x} = 279 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-94|}{900} \right) = 64 \text{ kNm/m} < \frac{1}{2} 279 = \underline{140 \text{ kNm/m}} \quad (272)$$

$$m_{sd,y} = 279 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|-76|}{900} \right) = 58 \text{ kNm/m} < \frac{1}{2} 279 = \underline{140 \text{ kNm/m}} \quad (273)$$

A l'aide de ces paramètres, il est possible de déterminer les rotations pour la solution sans armature de poinçonnement et pour la solution avec armature de poinçonnement :

$$\psi_i = 1.5 \cdot \frac{r_{si}}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{3/2} \quad (274)$$

Sans armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{990}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{107}{133} \right)^{3/2} = \underline{0.0108} \quad (275)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{836}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{107}{123} \right)^{3/2} = 0.0102 \quad (276)$$

Avec armature de poinçonnement

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{990}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{140}{133} \right)^{3/2} = \underline{0.0161} \quad (277)$$

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{836}{211} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left( \frac{140}{123} \right)^{3/2} = 0.0153 \quad (278)$$

Il s'avère que les rotations déterminantes correspondent à celles provenant du logiciel. Des écarts mineurs peuvent s'expliquer par des différences d'arrondi, la non-prise en compte de l'armature de compression et la non-déduction de la charge à l'intérieur de la section de contrôle.



### Vérification de la résistance ultime

Pour la vérification de la résistance ultime, on détermine dans un premier temps le périmètre de la section de contrôle au droit de la colonne  $u_0$  ainsi que le périmètre de la section de contrôle à l'extérieur de la zone avec armature de poinçonnement  $u_1$ . Le périmètre de la section de contrôle au niveau de la colonne s'obtient ainsi :

$$k_e \cdot u_0 = k_e \cdot \left[ a_{Rx} + a_{Ry} + 2 \frac{\emptyset}{2} + (\emptyset + d_{v0}) \cdot \pi/4 \right] \quad (279)$$

$$k_e \cdot u_0 = 0.84 \cdot [250 + 250 + 200 + (200 + 211) \cdot \pi/4] = 859 \text{ mm}$$

Comme la répartition de l'effort tranchant 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 déterminer la section de contrôle extérieure. La valeur  $k_e$  augmentée peut être calculée grâce à une valeur  $b$  adaptée (diamètre de la surface équivalente située à l'intérieur de la section de contrôle). Pour simplifier, on peut considérer que la section de contrôle extérieure est un cercle. Alors la valeur  $b$  et la valeur  $k_e$  s'obtiennent ainsi :

$$d_{v1} = 250 - 25 - 14 - 25 = 186 \text{ mm} \quad (280)$$

$$s_{tot} \cong s_0 + (n_A - 1) \cdot s_1 \quad (281)$$

$$s_{tot} \cong 80 + (3 - 1) \cdot 155 = 390 \text{ mm}$$

$$A_{c1} \cong \left[ s_{tot} + \emptyset + a_{Rx} + \frac{d_{v1}}{2} \right] \cdot \left[ s_{tot} + \emptyset + a_{Ry} + \frac{d_{v1}}{2} \right] - \left( s_1 + \frac{\emptyset}{2} + \frac{d_{v1}}{2} \right)^2 \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \quad (282)$$

Comme dans cet exemple  $a_{Rx} = a_{Ry}$ , cette formule peut être simplifiée :

$$\begin{aligned} A_{c1} &\cong \left[ s_{tot} + \emptyset + a_R + \frac{d_{v1}}{2} \right]^2 - \left( s_1 + \frac{\emptyset}{2} + \frac{d_{v1}}{2} \right)^2 \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \\ &\cong \left[ 390 + 200 + 250 + \frac{186}{2} \right]^2 - \left( 390 + \frac{200}{2} + \frac{186}{2} \right)^2 \cdot \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) \\ &= 797548 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (283)$$

$$b \cong \sqrt{A_{c1} \cdot \frac{4}{\pi}} \quad (284)$$

$$b \cong \sqrt{797548 \cdot \frac{4}{\pi}} = 1008 \text{ mm}$$

$$k_{e1} = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} = \frac{1}{1 + \frac{120}{1008}} = 0.89 \quad (285)$$

Le moyen le plus simple de déterminer le périmètre est de le représenter graphiquement grâce à l'édition du fichier dxf. Pour simplifier, il peut aussi être déterminé par un quart de cercle et deux sections de droite.

$$u_1 \cong \left( \frac{\emptyset}{2} + s_{tot} + \frac{d_{v1}}{2} \right) \cdot \frac{2\pi}{4} + a_{Rx} + \frac{\emptyset}{2} + a_{Ry} + \frac{\emptyset}{2} \quad (286)$$

$$u_1 \cong (100 + 390 + 186/2) \cdot \frac{2\pi}{4} + 250 + 100 + 250 + 100$$

$$u_1 \cong 1616 \text{ mm} \quad (287)$$

$$k_{e1} \cdot u_1 = 0.89 \cdot 1616 = 1438 \text{ mm} \quad (288)$$

La valeur de 1477 mm du logiciel peut être considérée comme plausible en tenant compte des simplifications admises dans le calcul manuel.

La valeur  $k_r$  se détermine à partir des rotations calculées avec le logiciel et qui ont déjà été préalablement vérifiées. Ceci encore une fois pour les cas avec armature de poinçonnement et les cas sans armature de poinçonnement.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2.0 \quad (289)$$

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0106 \cdot 211 \cdot 1.0} = 1.17 \quad (290)$$

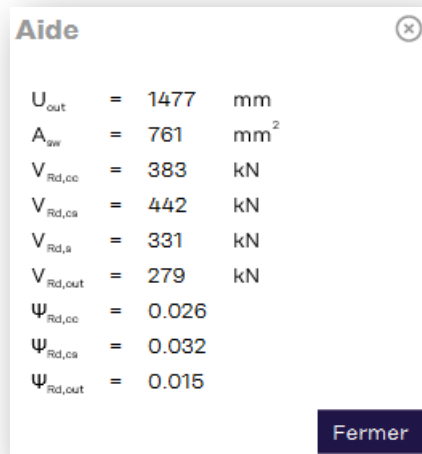
$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot 0.0149 \cdot 211 \cdot 1.0} = 0.98 \quad (291)$$

La résistance ultime sans armature de poinçonnement s'obtient comme suit :

$$V_{Rd,c0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \quad (292)$$

$$V_{Rd,c0} = 1.17 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 \cdot 10^{-3} = \underline{212 \text{ kN}} \cong V_{Rd} = 213.5 \text{ kN}$$

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



### III. 98 : Exemple 5 - Résultats intermédiaires pour les résistances ultimes

Dans le logiciel de dimensionnement, la charge agissant à l'intérieur de la section de contrôle s'ajoute à la résistance ultime  $V_{Rd}$ . Pour les planchers-dalles, cette part est généralement faible et peut donc être négligée lors d'une vérification manuelle. Pour les radiers, la réaction du sol agissant à l'intérieur de la section de contrôle peut être importante et il convient donc de la prendre en compte lors de la vérification manuelle.

Pour la vérification de la résistance ultime de la solution HDB choisie, les trois vérifications : bielle de compression du béton, poinçonnement au niveau des goujons à double tête et poinçonnement à l'extérieur de l'armature de poinçonnement, doivent être effectuées. La résistance de la bielle de compression du béton pour le dimensionnement conformément à l'expertise s'obtient ainsi :

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,cc0} &= 3.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot k_e \cdot u_0 \\
 V_{Rd,cc0} &= 3.0 \cdot 0.98 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 \cdot 10^{-3} = 533 \text{ kN} \\
 V_{Rd,cc0} &= 533 \text{ kN} < 3.5 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 \cdot 10^{-3} = 634 \text{ kN} \\
 \underline{V_{Rd,cc0} = 533 \text{ kN}} &> \underline{V_{Rd} = 279 \text{ kN}}
 \end{aligned}
 \tag{293}$$

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

La résistance ultime en dehors de l'armature de poinçonnement s'obtient à partir du périmètre de la section de contrôle à l'extérieur de la zone avec armature de poinçonnement. Pour ce contrôle de vraisemblance, on a utilisé le périmètre extérieur issu du logiciel, dont la vraisemblance avait déjà été vérifiée.

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c1} &= k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v1} \cdot k_{e1} \cdot u_1 \\
 V_{Rd,c1} &= 0.98 \cdot 1.0 \cdot 186 \cdot 1443 \cdot 10^{-3} = 263 \text{ kN} \cong \underline{V_{Rd} = 279 \text{ kN}}
 \end{aligned}
 \tag{294}$$

Il s'avère que la résistance calculée à la main est approximativement égale à la résistance déterminante calculée avec le logiciel. C'est-à-dire qu'une zone suffisamment importante a été renforcée à l'aide d'une armature de poinçonnement.

Pour la vérification de l'armature de poinçonnement, il faut d'abord déterminer les contraintes qui la sollicitent en utilisant la rotation fournie par le logiciel. Les contraintes sont :

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) \leq f_{sd} \quad (295)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{205000 \cdot 0.0149}{6} \left( 1 + \frac{2.4}{435} \cdot \frac{211}{12} \right) = 558 \text{ N/mm}^2 > \underline{435 \text{ N/mm}^2}$$

La section de l'armature de poinçonnement à prendre en compte pour la solution HDB choisie peut être déterminée de la manière qui suit.

$$k_e \cdot A_{sw} = k_e \cdot n_r \cdot \frac{\pi}{4} \phi^2 \cdot \frac{d_v}{s_0 + 0.5s_1} \quad (296)$$

$$k_e \cdot A_{sw} = 0.84 \cdot 6 \cdot \frac{\pi}{4} 12^2 \cdot \frac{211}{80 + 0.5 \cdot 155} = 764 \text{ mm}^2$$

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

$$V_{Rd,cs0} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v0} \cdot u + k_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{sd} \quad (297)$$

$$V_{Rd,cs0} = 0.98 \cdot 1.0 \cdot 211 \cdot 859 + 764 \cdot 435 = \underline{510 \text{ kN}} > V_{Rd} = 279 \text{ kN}$$

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

On peut également démontrer que l'indication fournie par le logiciel  $V_{Rd,s}/V_d > 0.5$  est pertinente (dimensionnement selon l'expertise) :

$$V_{Rd,s0} = k_e \cdot A_{sw} \cdot f_{sd} = 764 \cdot 435 = \underline{332 \text{ kN}} > \frac{V_d}{2} = 138 \text{ kN} \quad (298)$$

Les valeurs calculées à la main correspondent bien à la solution trouvée par le logiciel. Par conséquent, le résultat fourni par le logiciel peut être considéré comme correct.

Pour les goujons à double tête, il ne faut pas seulement vérifier les résistances ultimes, mais aussi les exigences constructives. Souvent on l'oublie et on crée ainsi des dispositions qui ne correspondent pas à la norme qui n'ont pas été confirmées expérimentalement.

Selon l'expertise, le premier goujon doit se situer à  $0.375 d_v$  :

$$\frac{s_0}{d_v} = \frac{80}{211} = 0.379 \cong 0.375 \quad (299)$$

Le deuxième goujon doit être placé à  $1.125d_v$  maximum :

$$\frac{s_0 + s_1}{d} = \frac{80 + 155}{211} = 1.114 < 1.125 \quad (300)$$

De plus, les distances tangentielles doivent être inférieures à  $1.5d_v$  pour la deuxième rangée de goujons. Le plus simple est de mesurer les distances dans le fichier dxf à exporter. Mais elles sont aussi faciles à calculer. La sécante correspondante s'obtient ainsi

$$a_2 = 2 \cdot \left( \frac{\emptyset}{2} + s_0 + s_1 \right) \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \quad (301)$$
$$a_2 = 2 \cdot \left( \frac{200}{2} + 80 + 155 \right) \cdot \sin \frac{45}{2} = 256 \text{ mm} < 1.5 \cdot 211 = 317 \text{ mm}$$



## 9 Références bibliographiques

### 9.1 Normes

fib Model Code 2010, *Model Code for concrete structures 2010*, Fédération internationale du béton, Lausanne, 2013, 436 S.

SIA Norm 162, *Betonbauten*, Ausgabe 1968, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1968, 84 S.

SIA Norm 162, *Betonbauten*, Ausgabe 1989, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1989, 86 S.

SN EN 206:2013+A2, *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*, Ausgabe 2021, Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2021, 144 S.

SIA Norm 262, *Betonbau*, Ausgabe 2003, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003, 90 S.

SIA Norm 262, *Betonbau*, Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2013, 102 S.

SIA Norm 262, *Betonbau-Korrigenda C1 zur Norm SIA 262:2013*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2017, 13 S.

SIA Merkblatt 2030, *Recyclingbeton*, Ausgabe 2010, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2010, 16 S.

SIA Merkblatt 2030, *Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen*, Ausgabe 2021, Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2021, 20 S.

SIA Norm 269/2, *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2011, 44 S.

SN EN 12504-1, *Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2009, 14 S.

SN EN 13791, *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 51 S.

SN EN ISO 15630-1, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, -Walzdraht und Draht*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 32 S.

SN EN ISO 15630-2, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 2: Geschweisste Matten und Gitterträger*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 34 S.

SN EN ISO 15630-3, *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 3: Spannstähle*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2019, 40 S.

## 9.2 Bibliographie concernant la théorie des plaques élastiques

- Bernoulli, J., *Essai théorique sur les vibrations des plaques élastiques rectangulaires libres*, Nova Acta, Academiae Scientiarum Imperial Petropolitanae, Tomus V, 1789, S. 197-219.
- Chladni, E.F.F., *Entdeckungen über die Theorie des Klanges*, Leipzig, 1787, 77 S. und 11 Tabellen.
- Euler. L., *Tentamen de sono campanarum, Novi Commentarii*, Academiae Scientiarum Imperial Petropolitanae, Tomus X, 1764, S.261-281.
- Germain, S., *Recherches sur la théorie des surfaces élastiques*, Paris, 1821, 96 S.
- Grashof. F., *Theorie der Elasticität und Festigkeit*, R. Gartner, Berlin, 1878, 408 S.
- Hruban, K., *Zur Berechnung der Pilzdecke*, Beton und Eisen, Berlin, 1921, 20(16) S. 187-188; 20(18) S. 200-202.
- Kaufmann P., *Einige Ausführungen von Pilz-Decken*, Beton und Eisen, 1916, H. XI, S. 141 – 144.
- Kirchhoff, G., *Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe*, Journal für die reine und angewandte Mathematik 40(1), 1850, S. 51-88.
- Lagrange, J.L., *Note communiquée aux Commissaires pour le prix « de la surface élastique (décembre 1811) »*; abgedruckt im Beitrag von Navier, C.M.L.H., *Remarques sur l'Article de M. Poisson inséré dans le Cahier d'aout*, Annales de Chimie et de Physique 39, 1828 S.149, 207.
- Lavoine, M., *Sur la résistance des parois planes des chaudières Avapeur*, Annales des Ponts et Chaussées 3, Paris, 1872, S. 273-303.
- Lewe, V., *Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen*, Bauingenieur, Berlin 1920, 1(22), S. 631-636.
- Lewe, V., *Beitrag zur strengen Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen*, Streifenlast und Stützenkopfeinspannung, Bauingenieur, Berlin 1922, 3(4), S. 111-112.
- MacMillan, A.B., *A comparison of methods of computing the strength of flat reinforced-concrete plates*, Engrg. News, 63(13), 1910, S. 364-367.
- Maillart, R., *Zur Entwicklung der unterzugslosen Decke in der Schweiz und in Amerika*, Schweizerische Bauzeitung, Band 87, Heft 21, 1926, S. 263-265.
- Maillart, R., *Theorie des dalles à champignon*, Int. Assn. for Bridge and Struct. Engrg., Proc. 1st Congr., Int. Assn. for Bridge and Struct. Engrg., Zürich 1932, S. 197-208.
- Marcus, H., *Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten*, Verlag von Julius Springer, Berlin 1924.
- Mayer, M., *Die trägerlose Eisenbetondecke*, Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage, Berlin, 46(21), 1912, S. 162-166.
- Mörsch, E., *Der Eisenbetonbau - seine Theorie und Anwendung*, 5. Aufl., 2 (Teil 1), Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1926.



Navier, C. L. M. H., *Extraits des recherches sur la flexion des plans élastiques*, Bull. Soc. Philomath. 1823, S. 92-102.

Nichols, J. R., *Statical limitations upon the steel requirement in reinforced concrete flat slab floors*, Trans. ASCE, 77, 1914, S. 1670-1681.

Poisson, S.D., *Extrait de mon memoire sur les surfaces élastiques*, Bulletin des Sciences par la Société Philomatique 1, Paris 1814, S. 47-52.

Turner, C. A. P., *Concrete steel construction*, Farnham Printing & Stationery Co., Minneapolis, Minn. 1909.

Westergaard, H. M. und Slater, W. A., *Moments and stresses in slabs*, Proc., Am. Concrete Inst., Detroit, Mich. 1921, 17, S. 415-538.

### 9.3 Bibliographie concernant la théorie des plaques plastiques

Baker, J.F., *A review of recent investigations into the behaviour of steel frames in the plastic range*, Journal of the Institution of Civil Engineers 31(3), 1949, s. 188-224.

Gwozdek, A. A., *The Determination of the Value of the Collapse Load for Statically Indeterminate Systems Undergoing Plastic Deformation*, 1938; published in 1960, International Journal of Mechanical Sciences, 1(4), S. 322–335.

Hillerborg, A., *Strip Method of Design*, Viewpoint, London, 1975, 256 S.

Johansen, K.W., *Beregning of krydsarmerede Jaernbetonpladers Brudmoment*, Bygningsstatiske Meddelelser 3, 1931, S. 1-18.

Kazinczy, G., *Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen*, Betonszemle 1, 2, 1944 Nr. 4, 5, 6.

Kist, N.C., *Führt eine auf das Hookesche Gesetz gegründete Spannungsberechnung zu einer befriedigenden Bemessung von Stahlbrücken und Gebäuden*, T.H. Delft 1917.

Marti, P., *Gleichgewichtslösungen für Flachdecken*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 99, Nr. 38, 1981, S. 799-809.

Marti, P., *Design of Concrete Slabs for Transverse Shear*, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, March-April 1990, S. 180-190.

Marti, P, Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V., *Tragverhalten von Stahlbeton*, Fortbildungskurs für Bauingenieure ETH Zürich 30.9. /1.10.1999, Institut für Baustatik und Konstruktion, 301. S.

Nielsen, M.P., *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, Prentice-Hall Series in Civil Engineering, Englewood Cliffs, New Jersey, 1984, 420 S.

Prager, W., *General theory of limit design*, Proc. 8th Int. Congr. Appl. Mech., Istanbul, 1952, Vol. 2, Istanbul, 1956, S. 65-72.

Sawczuk, A. und Jäger, T., *Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten*, Springer, Berlin, 1963, 522 S.

Thürlimann, B. und Ziegler, H., *Plastische Berechnungsmethoden*, Vorlesungen anlässlich des Fortbildungskurses für Bau- und Maschinen-Ingenieure, ETH Zürich, 1963, 174 S.

Thürlimann, B., *Plastische Berechnung von Platten*, Vorlesung Abteilung für Bauingenieurwesen ETH Zürich, 1974, 67 S.

Thürlimann, B., Marti, P., Pralong, J., Ritz, P. und Zimmerli, B., *Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton*, Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1983, 252 pp.

#### 9.4 Bibliographie concernant le poinçonnement

Guandalini, S. *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*, EPFL Thèse de doctorat No. 3380, Lausanne, 2005, 289 S.

Henkel O., *Die Füsse der Eisenbetonstützen*, Beton und Eisen, 1916, H. IX/X, S. 135 - 139; H. XI, S. 157 - 159; H. XII/XIII, S. 180 – 182.

Kinnunen, S. und Nylander, H.S.E., *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*, Transactions of the Royal Institute of Technology Stockholm, No. 158, Stockholm, 1960, 112 S.

Lips, S., *Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement*, EPFL Thèse de doctorat No. 5409, 2012: 273 S.

Lips, S., Fernández Ruiz M. und Muttoni A., *Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs*. ACI Structural Journal, V. 106 No. 6, 2012, S. 889-900.

Moe, J., *Shearing strength of reinforced concrete flat slabs and footings under concentrated loads*, Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Bulletin D47, Skokie IL, 1961, 130 S.

Muttoni, A. und Schwartz, J., *Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium "Structural Concrete", Vol. 62, Stuttgart 1991, S. 703–708.

Muttoni, A., *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, 98(2), 2003, S. 74–84.

Muttoni, A., *Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, 2008, S. 440–450.

Muttoni, A., und Fernández Ruiz, M., *Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement*. ACI Structural Journal, V. 106, No. 4, 2009, 485-494.

Talbot, A.N., *Reinforced concrete wall footings and concrete footings*, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 27, Urbana IL, 1913, 114 S.

## 9.5 Bibliographie concernant l'évolution des normes

SIA Dokumentation D0182, *Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2003, 125 S.

Tragwerksnormen 1892-1956, *Eine Sammlung der in der Schweiz zwischen 1892 und 1956 erlassenen Verordnungen, Vorschriften und Normen für Tragwerke aus Stahl, Beton, Mauerwerk und Holz*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1994, 312 S.

## 9.6 Bibliographie concernant le béton recyclé

Kenel, A. und Laurent, M., *RC-M – Durchstanzversuche an Platten mit Recyclingbeton aus Mischabbruchgranulat*, Versuchsbericht, Institut für Bauingenieurwesen, Hochschule Luzern, 2018, 86 S.

Kenel, A., *Recyclingbeton – Empfehlung zur Anpassung des SIA MB 2030; Bericht z.Hd. der Normkommission SIA 262*, Institut für Bauingenieurwesen, Hochschule Luzern, 2018, 11 S.

Thoma, K., Seelhofer, B., *Durchstanzversuche mit Recyclingbeton aus Mischabbruch*, Versuchsbericht, Institut für Bauingenieurwesen, Hochschule Luzern, 2013, 57 S.

## 9.7 Bibliographie concernant le relevé d'état

Kenel, A. und Jacobs, F., *Messung und Auswertung der Bewehrungsüberdeckung*, Schlussbericht VSS Nr. 693, ASTRA Forschungsprojekt AGB 2014/007 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), 2008, 77 S.

Kenel, A., *Aktualisierung von Baustoffkennwerten*, Dokumentation SIA D0240: Erhaltung von Tragwerken – Vertiefung und Anwendung: Unterlagen zu den Einführungskursen, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2011, S. 203-209.

Kenel, A. und Ebschner, P., *Zentrale Dokumentation der mechanischen Eigenschaften alter Bewehrungen*, ASTRA-Forschungsprojekt AGB2008/007, 2015, 183 S.

Russwurm, D. und Martin, H., *Betonstähle für den Stahlbetonbau – Eigenschaften und Verwendung*, Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. München, Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 1993.

SIA Dokumentation D0226, *Tragsicherheit von Einstellhallen*, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 2008, 105 S.

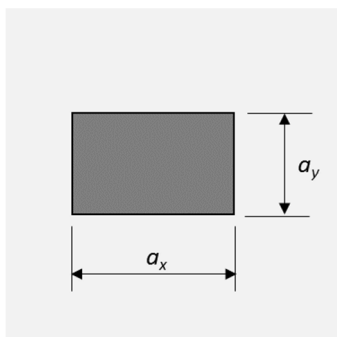
Wayss, G.A. (Hrsg.), *Das System Monier (Eisengerippe mit Cementschüttung)*, Berlin, 1887.



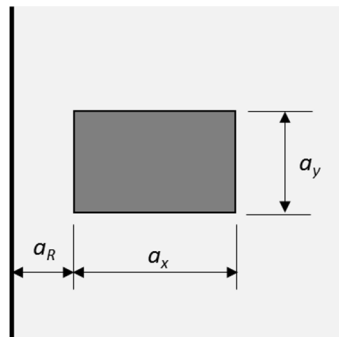
# Annexe A Diagrammes

Définitions :

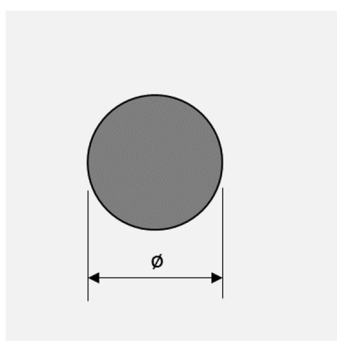
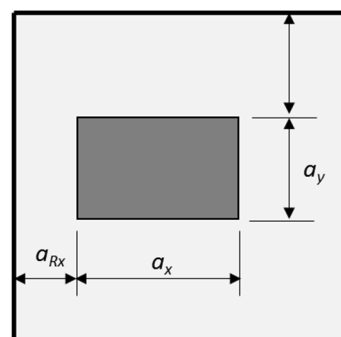
Colonne intérieure



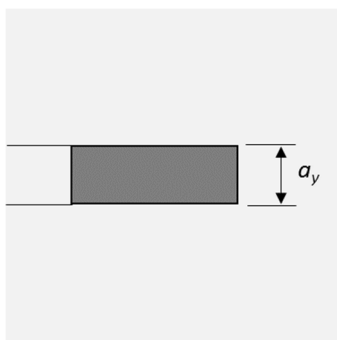
Colonne de bord



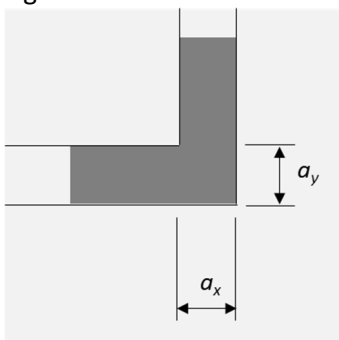
Colonne d'angle



Extrémité de mur



Angle de mur



Hypothèses :  
Béton C25/30

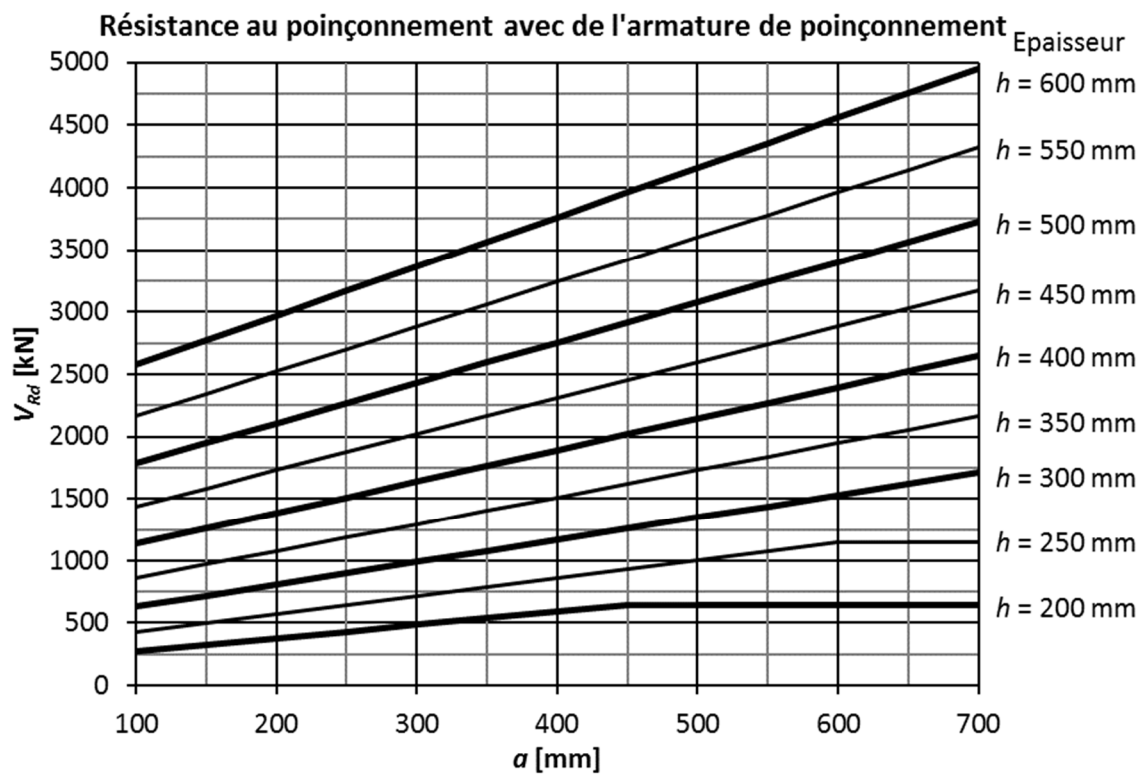
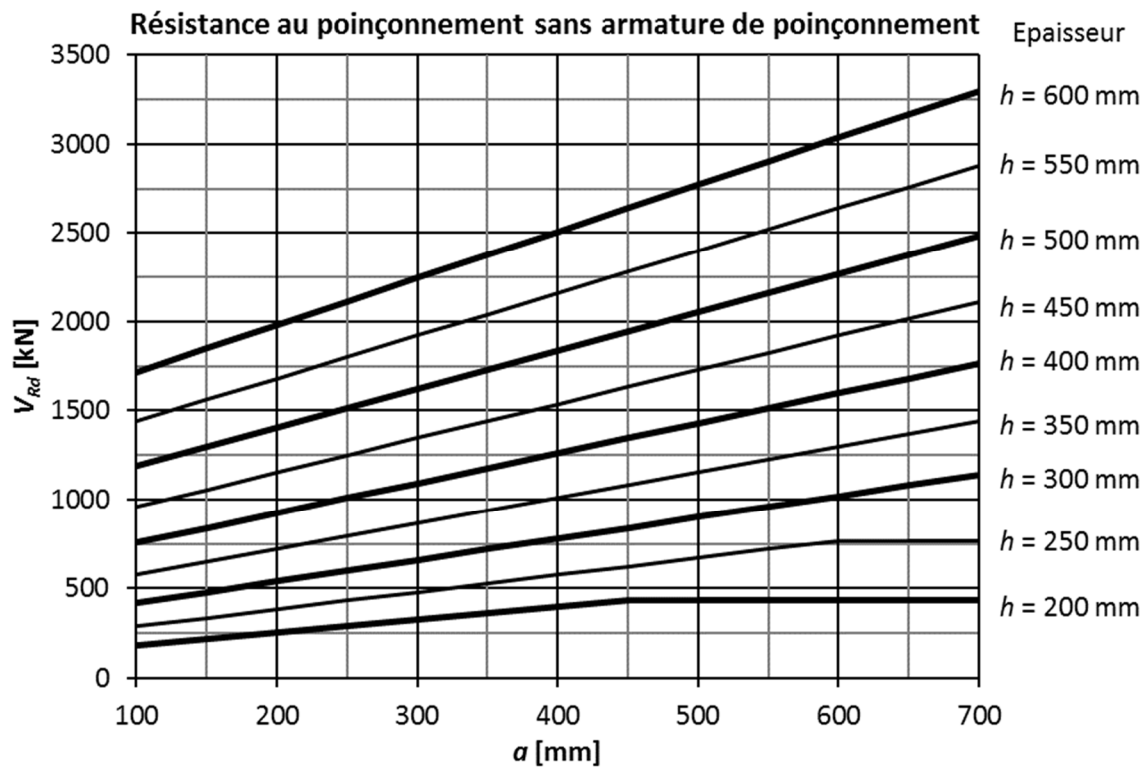
Acier d'armature B500B

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

Colonnes intérieures rectangulaires

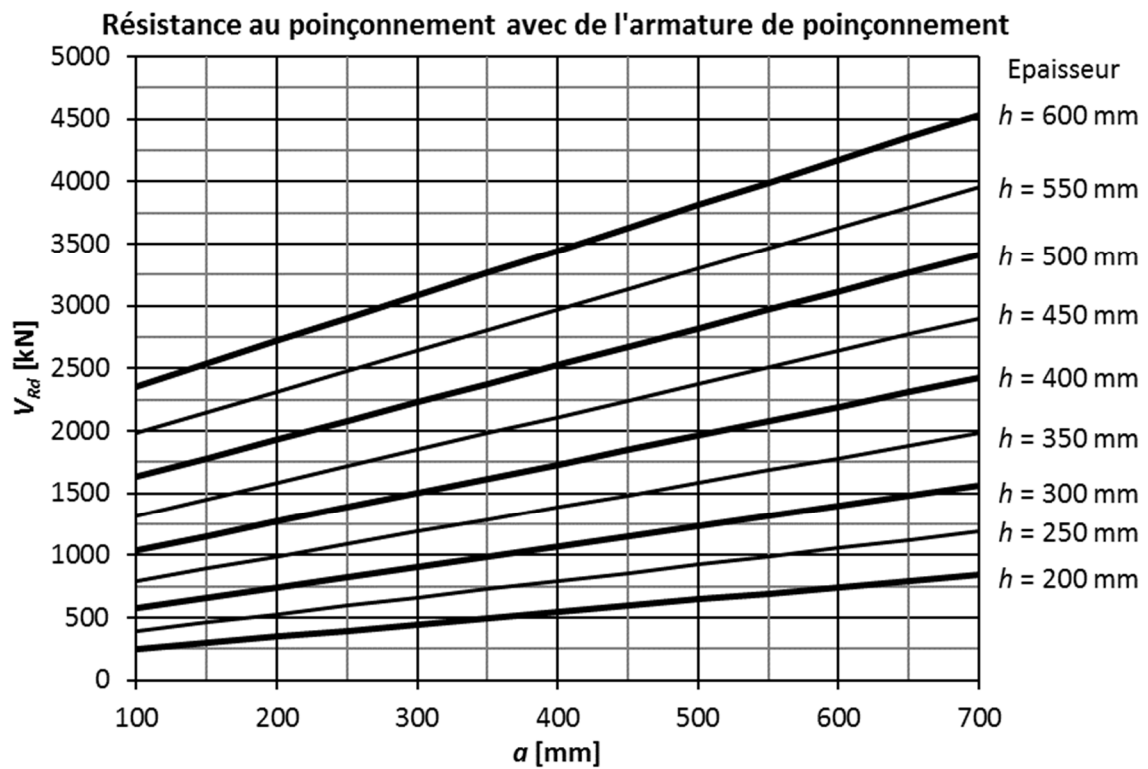
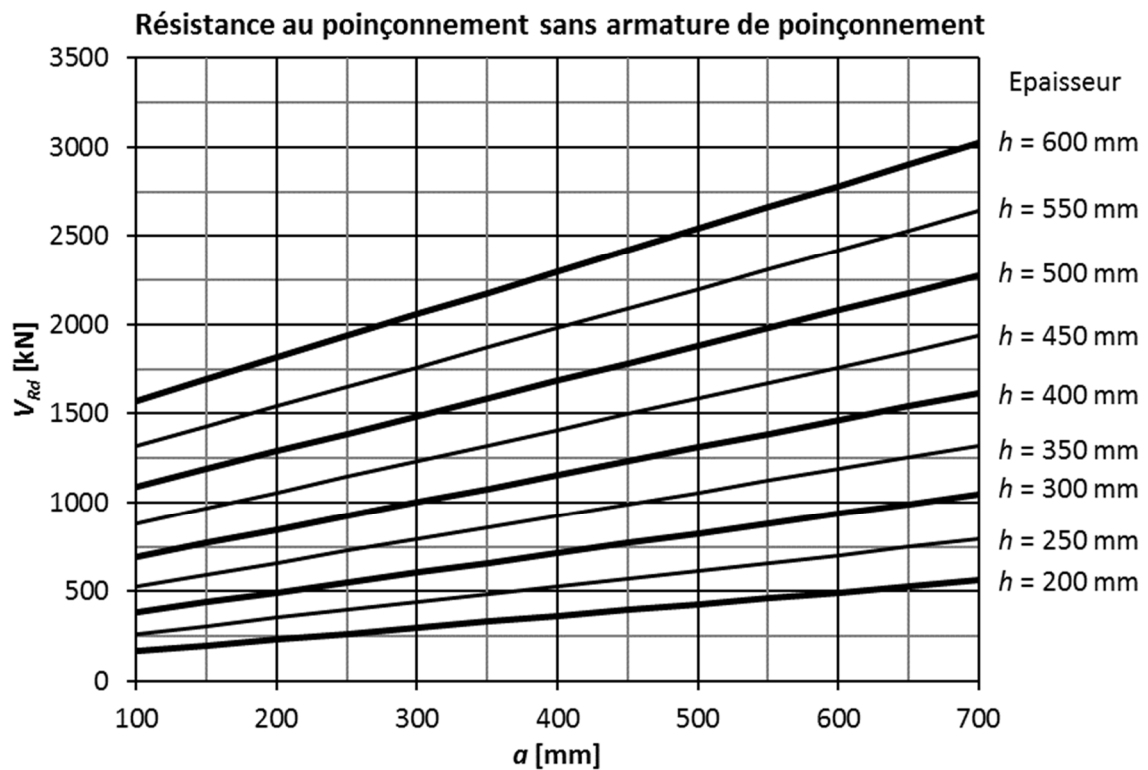
Colonne carrée :  $a = a_x = a_y$

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



## Colonne intérieurs rondes

Colonne circulaire :  $a = \emptyset$



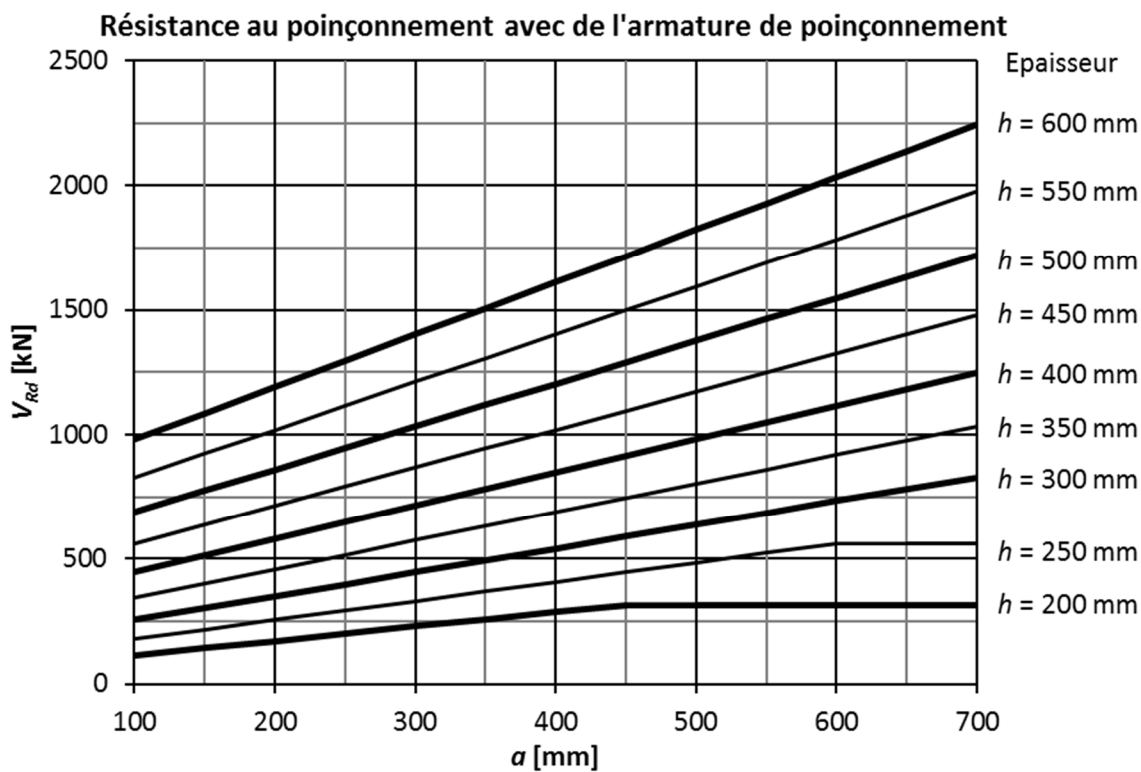
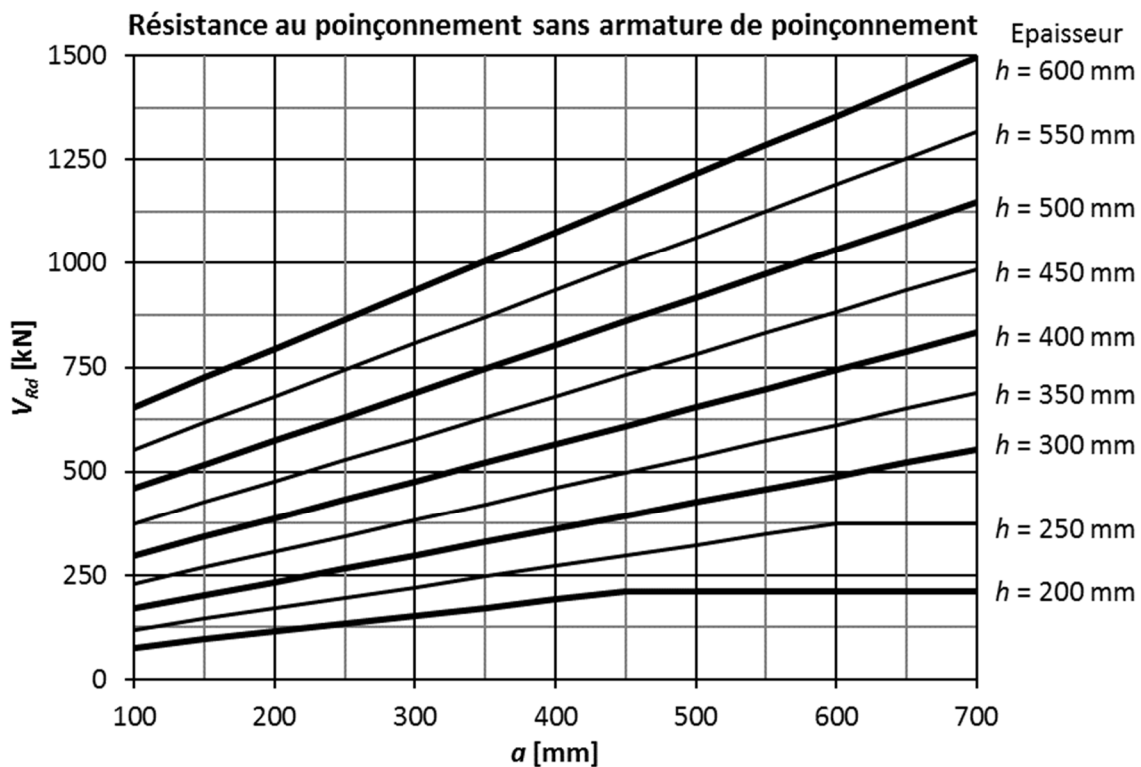
Colonnes de bord

Colonne rectangulaire :

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

Colonne circulaire :

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





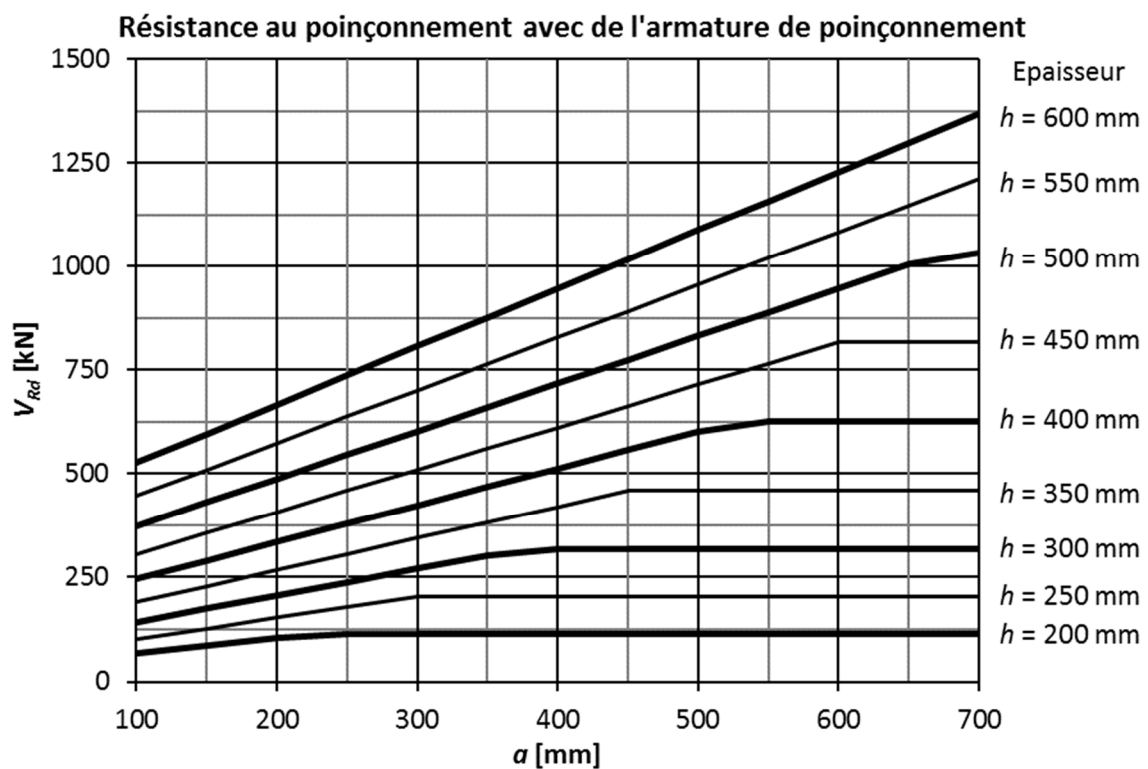
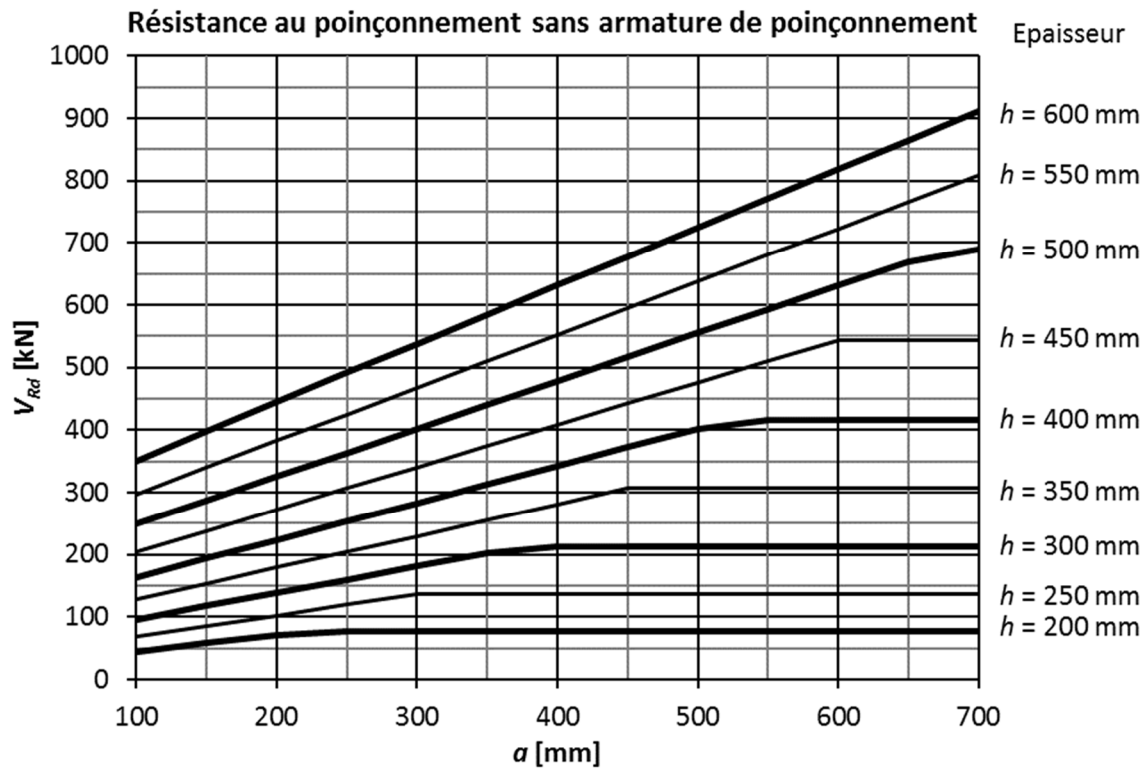
## Colonnes d'angle

Colonne rectangulaire :

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

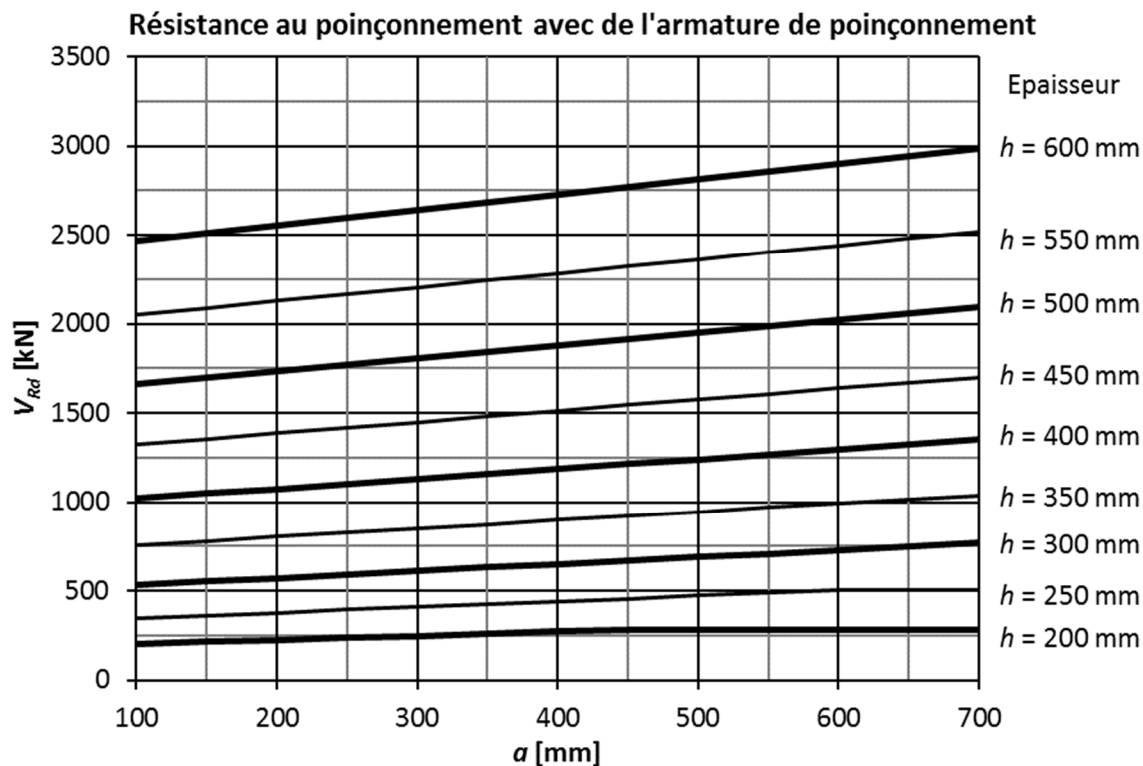
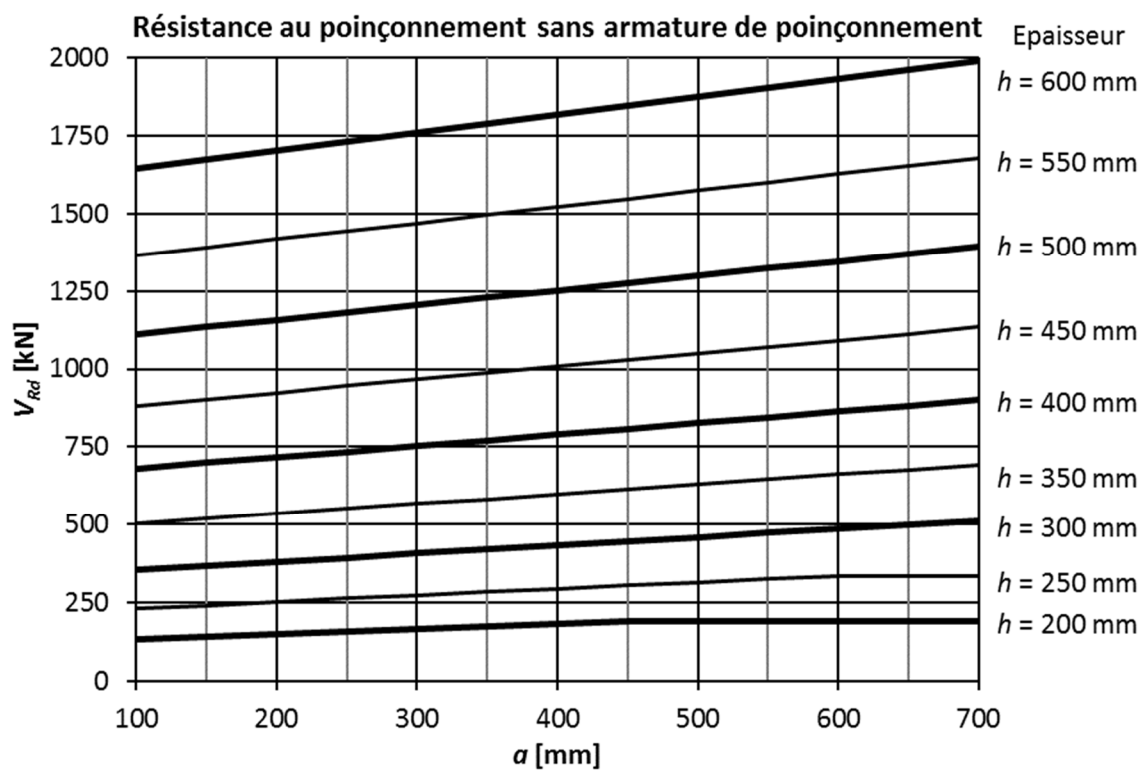
Colonne circulaire :

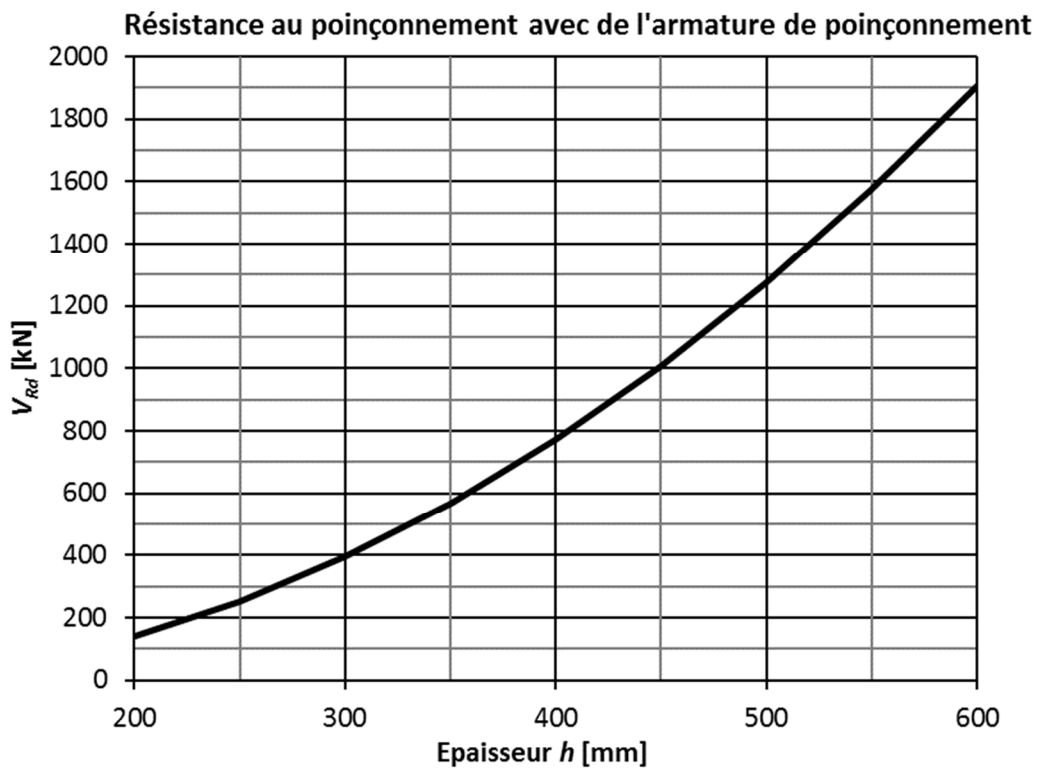
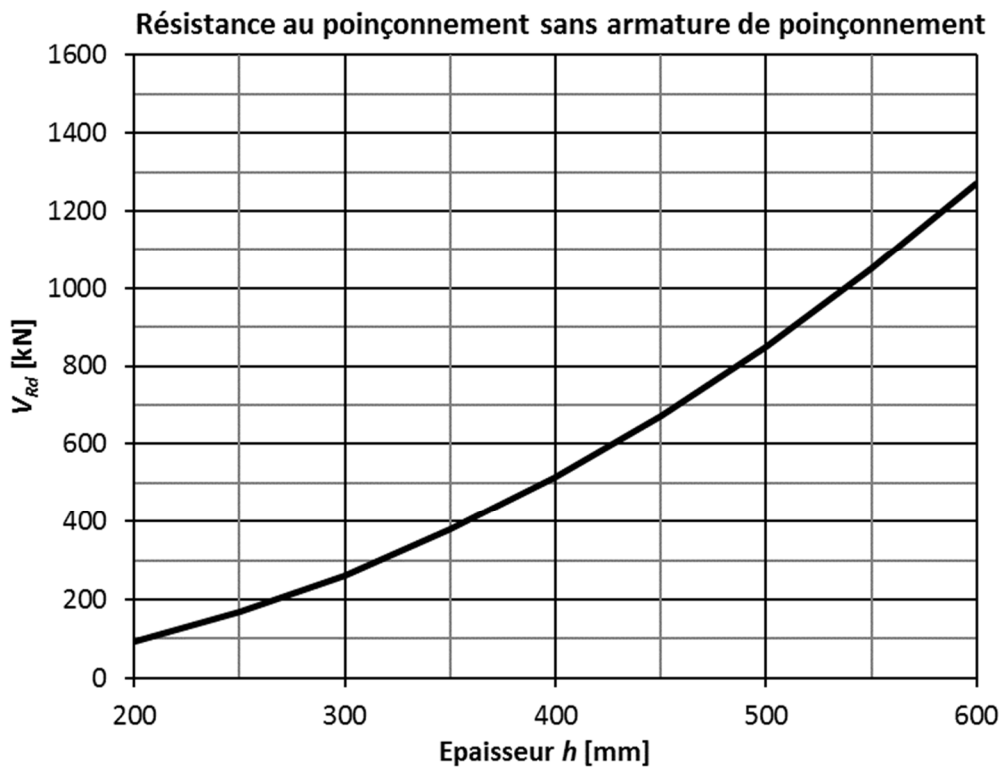
$$a = [\phi \cdot (\frac{\pi}{4} + 1) + a_{Rx} + a_{Ry}] / 3$$



## Extrémités de mur

Extrémité de mur :  $a = a_y$

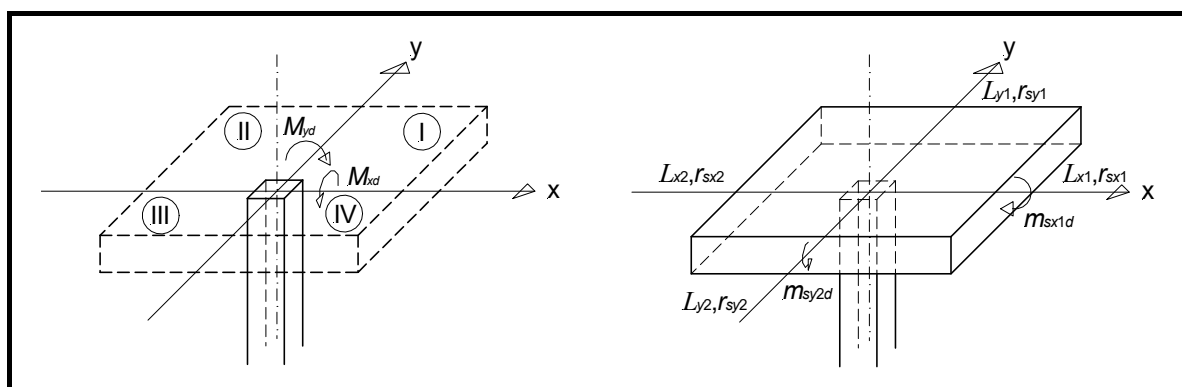






## Annexe B Fiche technique pour degré d'approximation 3

<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>Degré d'approximation 3</b>	$x_1$	$x_2$	$y_1$	$y_2$
Portée I [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]	





## For more information on the products featured here, please contact Leviat:

### Australia

**Leviat**  
98 Kurrajong Avenue,  
Mount Druitt, Sydney, NSW 2770  
Tel: +61 - 2 8808 3100  
Email: info.au@leviat.com

### Austria

**Leviat**  
Leonard-Bernstein-Str. 10  
Saturn Tower, 1220 Wien  
Tel: +43 - 1 - 259 6770  
Email: info.at@leviat.com

### Belgium

**Leviat**  
Industrielaan 2  
1740 Ternat  
Tel: +32 - 2 - 582 29 45  
Email: info.be@leviat.com

### China

**Leviat**  
Room 601 Tower D, Vantone Centre  
No. A6 Chao Yang Men Wai Street  
Chaoyang District  
Beijing · P.R. China 100020  
Tel: +86 - 10 5907 3200  
Email: info.cn@leviat.com

### Czech Republic

**Leviat**  
Business Center Šafránková  
Šafránková 1238/1  
155 00 Praha 5  
Tel: +420 - 311 - 690 060  
Email: info.cz@leviat.com

### Finland

**Leviat**  
Vädursgatan 5  
412 50 Göteborg / Sweden  
Tel: +358 (0)10 6338781  
Email: info.fi@leviat.com

### France

**Leviat**  
6, Rue de Cabanis  
FR 31240 L'Union  
Toulouse  
Tel: +33 - 5 - 34 25 54 82  
Email: info.fr@leviat.com

### Germany

**Leviat**  
Liebigstrasse 14  
40764 Langenfeld  
Tel: +49 - 2173 - 970 - 0  
Email: info.de@leviat.com

### India

**Leviat**  
309, 3rd Floor, Orion Business Park  
Ghodbunder Road, Kapurbawdi,  
Thane West, Thane,  
Maharashtra 400607  
Tel: +91 - 22 2589 2032  
Email: info.in@leviat.com

### Italy

**Leviat**  
Via F.lli Bronzetti 28  
24124 Bergamo  
Tel: +39 - 035 - 0760711  
Email: info.it@leviat.com

### Malaysia

**Leviat**  
28 Jalan Anggerik Mokara 31/59  
Kota Kemuning, 40460 Shah Alam  
Selangor  
Tel: +603 - 5122 4182  
Email: info.my@leviat.com

### Netherlands

**Leviat**  
Oostermaat 3  
7623 CS Borne  
Tel: +31 - 74 - 267 14 49  
Email: info.nl@leviat.com

### New Zealand

**Leviat**  
2/19 Nuttall Drive, Hillsborough,  
Christchurch 8022  
Tel: +64 - 3 376 5205  
Email: info.nz@leviat.com

### Norway

**Leviat**  
Vestre Svanholmen 5  
4313 Sandnes  
Tel: +47 - 51 82 34 00  
Email: info.no@leviat.com

### Philippines

**Leviat**  
2933 Regus, Joy Nostalg,  
ADB Avenue  
Ortigas Center  
Pasig City  
Tel: +63 - 2 7957 6381  
Email: info.ph@leviat.com

### Poland

**Leviat**  
Ul. Obornicka 287  
60-691 Poznań  
Tel: +48 - 61 - 622 14 14  
Email: info.pl@leviat.com

### Singapore

**Leviat**  
14 Benoi Crescent  
Singapore 629977  
Tel: +65 - 6266 6802  
Email: info.sg@leviat.com

### Spain

**Leviat**  
Polígono Industrial Santa Ana  
c/ Ignacio Zuloaga, 20  
28522 Rivas-Vaciamadrid  
Tel: +34 - 91 632 18 40  
Email: info.es@leviat.com

### Sweden

**Leviat**  
Vädursgatan 5  
412 50 Göteborg  
Tel: +46 - 31 - 98 58 00  
Email: info.se@leviat.com

### Switzerland

**Leviat**  
Grenzstrasse 24  
3250 Lyss  
Tel: +41 (0)800 22 66 00  
Email: info.ch@leviat.com

### United Arab Emirates

**Leviat**  
RA08 TB02, PO Box 17225  
JAFZA, Jebel Ali, Dubai  
Tel: +971 (0)4 883 4346  
Email: info.ae@leviat.com

### United Kingdom

**Leviat**  
President Way, President Park,  
Sheffield, S4 7UR  
Tel: +44 - 114 275 5224  
Email: info.uk@leviat.com

### USA / Canada

**Leviat**  
6467 S Falkenburg Road  
Riverview, FL 33578  
Tel: (800) 423-9140  
Email: info.us@leviat.us

### For countries not listed

Email: info@leviat.com

**Leviat.com**



**Imagine. Model. Make.**

**Leviat.com**