

FORMATION AVANCEE
Béton Avancé

Toutes les informations contenues dans ce document sont sujettes à modification sans préavis. Aucune partie de ce manuel ne peut être reproduite, stockée dans une base de données ou un système d'extraction ou publiée, sous quelque forme ou de quelque manière que ce soit, électroniquement, mécaniquement, par impression, impression photo, microfilm ou tout autre moyen sans l'autorisation écrite préalable de l'éditeur. SCIA n'est pas responsable des dommages directs ou indirects dus à des imperfections de la documentation et / ou du logiciel.

© Copyright 2023 SCIA nv. Tous les droits sont réservés.

Sommaire

Sommaire	3
Chapitre 1: Introduction	5
Chapitre 2: Matériaux	7
2.1 Vérification par la méthode des coefficients partiels.....	7
2.2 Béton	8
2.2.1. Résistance (art 3.1.2)	8
2.2.2. Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction (art 3.1.6)...	12
2.2.3. Déformation élastique (art 3.1.3)	13
2.2.4. Fluage et retrait (art 3.1.4)	14
2.2.5. Relations contrainte-déformation pour le calcul de sections (art 3.1.7)	17
2.3 Acier de ferrailage	19
2.3.1. Propriétés (art 3.2.2).....	19
2.3.2. Hypothèses de calcul (art. 3.2.7)	21
2.4 Durabilité et enrobage	22
2.4.1. Conditions environnementales (art 4.2).....	22
2.4.2. Méthodes de vérification (art. 4.4)	24
Chapitre 3: Calcul et contrôle.....	31
3.1. Modèles d'analyse	31
3.1.1. Eurocode.....	31
3.1.2. SCIA Engineer	32
3.1.3. Exemple	34
3.2. Calcul de poutre	36
3.2.1. Description de l'exemple utilisé	36
3.2.2. Efforts internes recalculés	37
3.2.3. Ferrailage théorique	46
3.2.4. Ferrailage pratique	59
3.2.5. Conversion du ferrailage théorique en ferrailage pratique.....	65
3.2.6. Contrôles.....	68
3.3. Calcul de poteau	104
3.3.1. Méthodes de calcul de ferrailage	104
3.3.2. Calcul des efforts internes	126
3.4. Calcul de plaque.....	141
3.4.1. Définition de l'exemple.....	141
3.4.2. Résultats du calcul linéaire	148
3.4.3. Configurations de béton.....	157
3.4.4. Calcul ELU	160

3.4.5.	Calcul ELS des éléments 2D – Ouverture de fissures et limitation de contraintes	176
3.4.6.	Contrôle de la fissuration	182
3.5.	Poinçonnement	186
3.5.1.	Rappels théoriques	186
3.5.2.	Vérification au poinçonnement	194
3.6.	Flèche (CDD).....	204
3.6.1.	Introduction	204
3.6.2.	Types de combinaisons pour la CDD	205
3.6.3.	Type de ferrailage	208
3.6.4.	Calcul de la rigidité pour les éléments 1D	208
3.6.5.	Calcul de la rigidité pour les éléments 2D	213
3.6.6.	Paramètres pour le calcul de la déformation de retrait.....	217
3.6.7.	Calcul de la flèche	218
Chapitre 4:	Modification de résultats.....	221
4.1.	Position	221
4.1.1.	Aux nœuds, pas de moyenne.....	221
4.1.2.	Aux centres.....	221
4.1.3.	Aux nœuds, moyenne.....	222
4.1.4.	Aux nœuds, moyenne sur macro	222
4.1.5.	Précision des résultats.....	223
4.2.	Bande de lissage.....	223
4.3.	Nervure.....	227
4.3.1.	Résultats dans les nervures	228
4.3.2.	Rigidité des nervures dans le calcul de la CDD	239
4.4.	Orthotropie	241

Chapitre 1: Introduction

Ce support vient en complément du support fondamentaux. Il apporte davantage de notions et des connaissances plus approfondies dans l'utilisation du module « Béton » de SCIA Engineer.

Ce tutoriel se compose de trois grandes parties.

La première partie, la plus petite, est un rappel de la norme en ce qui concerne les matériaux.

La deuxième partie est celle qui compose en majorité ce tutoriel. Il s'agit de la description des différents calculs et contrôles béton armé effectués dans le logiciel, à savoir les efforts internes utilisés, le ferrailage théorique et réel, les contrôles en capacité, la vérification au poinçonnement et de la flèche ... Et ceci pour chaque type d'élément : poutre, poteau, plaque/voile.

Enfin, la dernière partie étudie les différentes possibilités de modification de résultats : la gestion des éléments finis et du maillage, les bandes de lissage pour comme son nom l'indique lisser les résultats lors d'apparition de pics (de contraintes et donc de ferrailage), le calcul de nervures (poutre en T), ou encore l'utilisation d'une orthotropie.

Chapitre 2: Matériaux

2.1 Vérification par la méthode des coefficients partiels

Cf art 2.4.2.4.

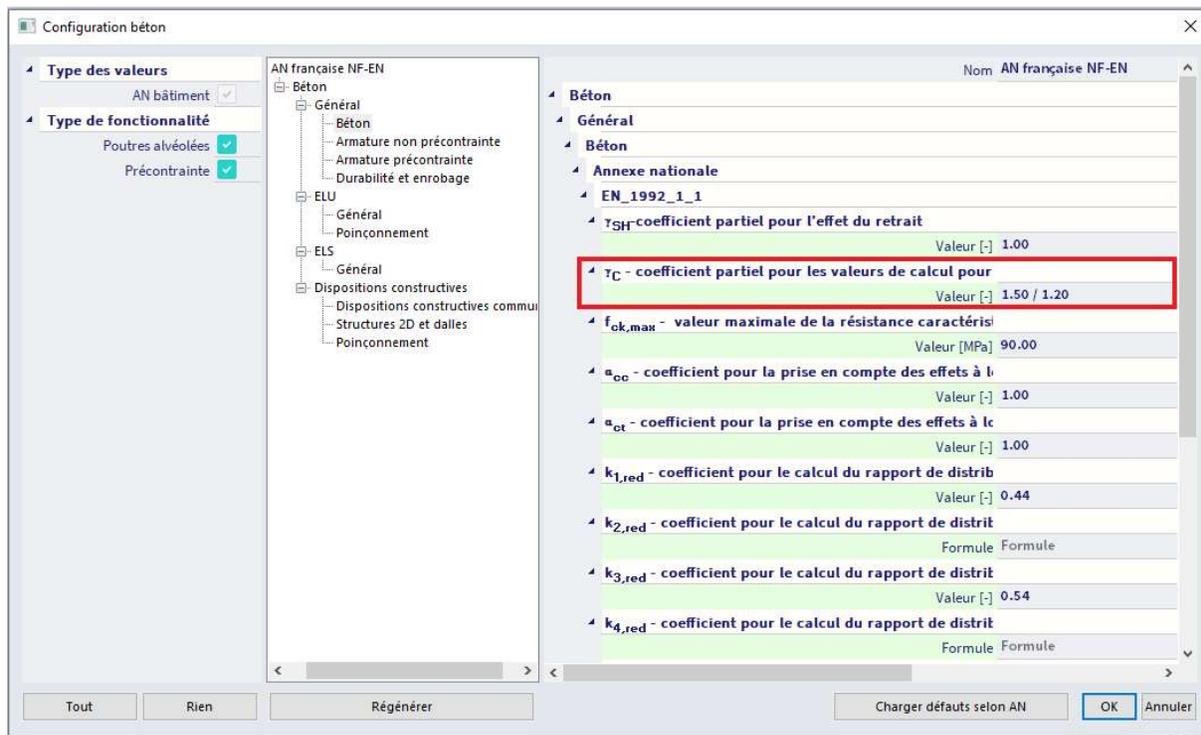
Les coefficients partiels des matériaux pour les états limites ultimes, γ_c et γ_s doivent être utilisés.

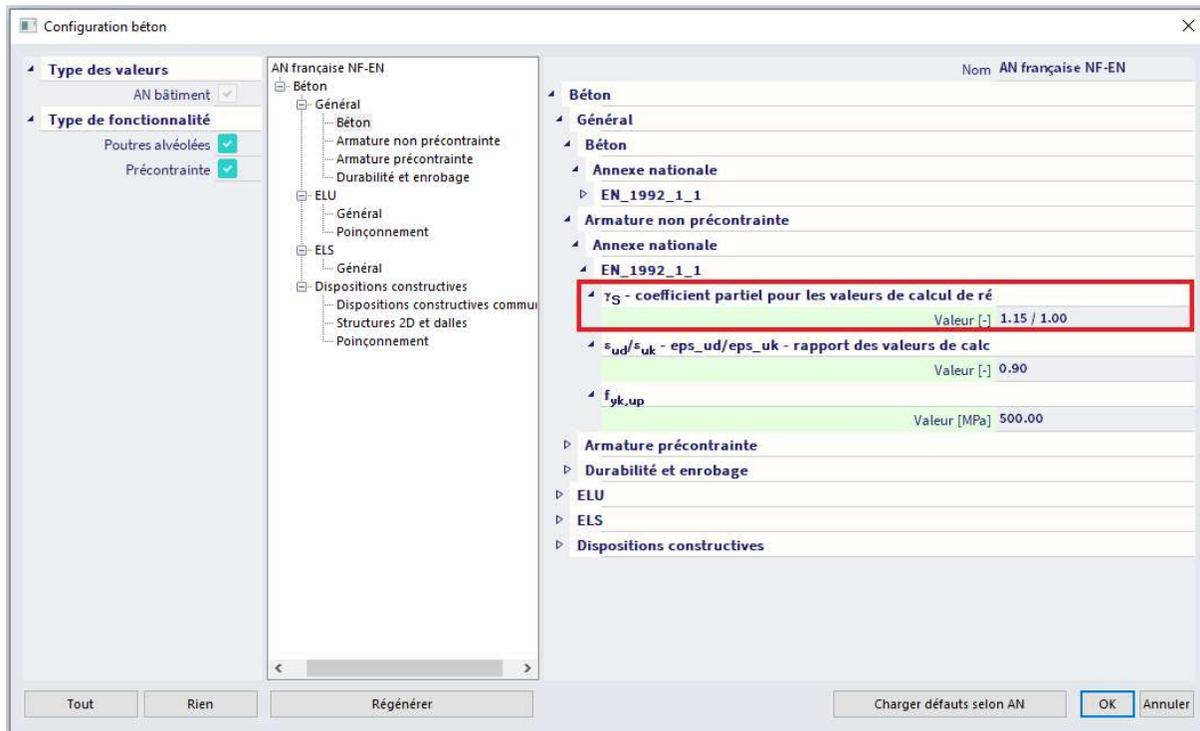
Les valeurs recommandées de γ_c et γ_s pour les situations de calcul « permanentes et transitoires » et « accidentelles », sont données dans le tableau suivant. Cela n'est pas valide pour le calcul au feu pour lequel la référence est l'EN 1992-1-2.

Pour la vérification à la fatigue, les coefficients partiels pour les situations de calcul permanentes donnés dans ce tableau sont recommandés pour les valeurs de $\gamma_{c,fat}$ et $\gamma_{s,fat}$.

Situations de calcul	γ_c pour le béton	γ_s pour le ferrailage	γ_s pour les armatures précontraintes
Permanent & transitoire	1,50	1,15	1,15
Accidentel	1,20	1,00	1,00

Ces valeurs se trouvent également dans la configuration béton de l'Annexe Nationale :





Tous les coefficients liés à la norme sont affichés en vert ci-dessus. Par défaut, les valeurs de la norme choisie sont prises en compte.

Les valeurs des coefficients partiels pour les matériaux pour la vérification à l'ELS doivent être pris égales à celles données dans les clauses particulières de cet Eurocode.

La valeur recommandée de γ_C et γ_S pour les situations à l'ELS non couvertes par les clauses particulières de cet Eurocode est de 1.

Des valeurs plus basses de γ_C et γ_S pourraient être utilisées si cela est justifié par des mesures réduisant la résistance calculée.

2.2 Béton

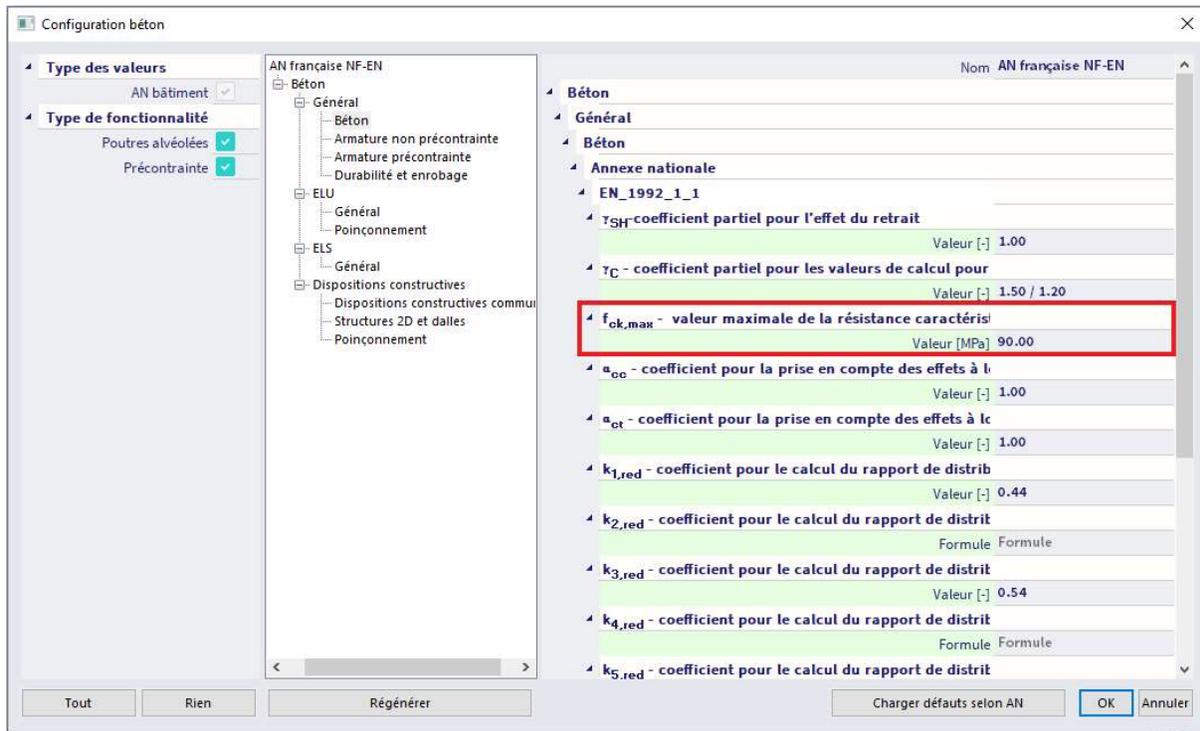
Les clauses suivantes donnent les principes et règles pour le béton normal et à haute résistance.

2.2.1. Résistance (art 3.1.2)

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre f_{ck} ou sur cube $f_{ck,cube}$.

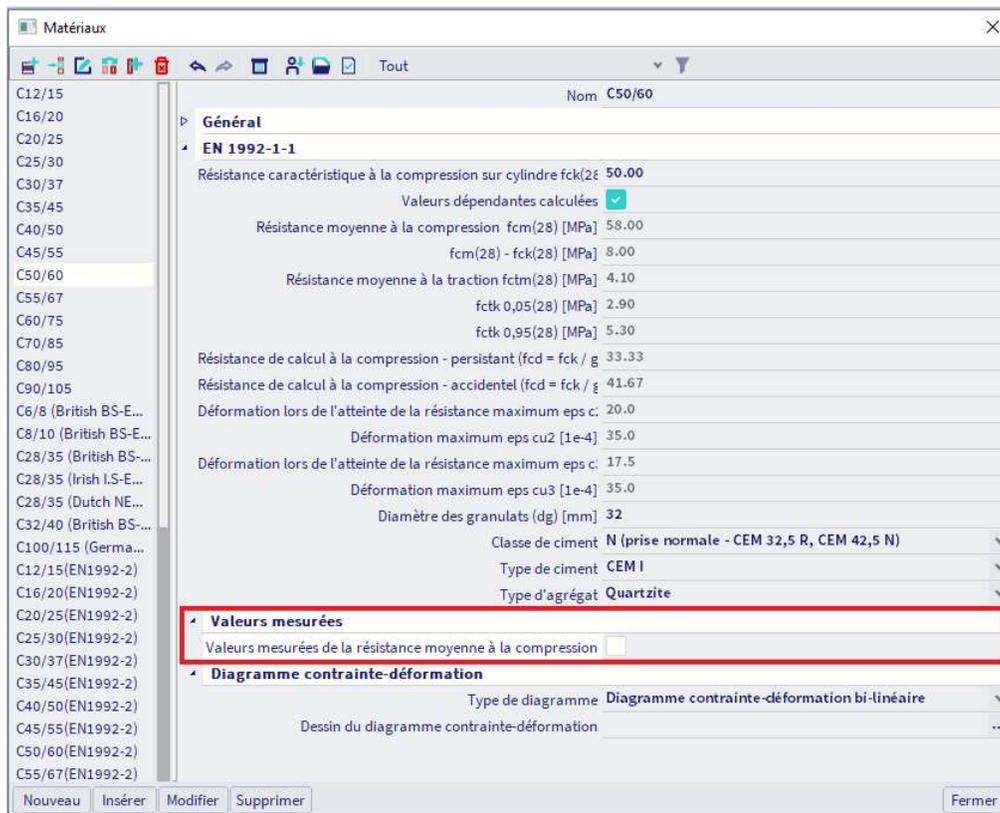
Les classes de résistance de la norme sont basées sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre, f_{ck} , déterminée à 28 jours, compatible avec une valeur maximale C_{max} .

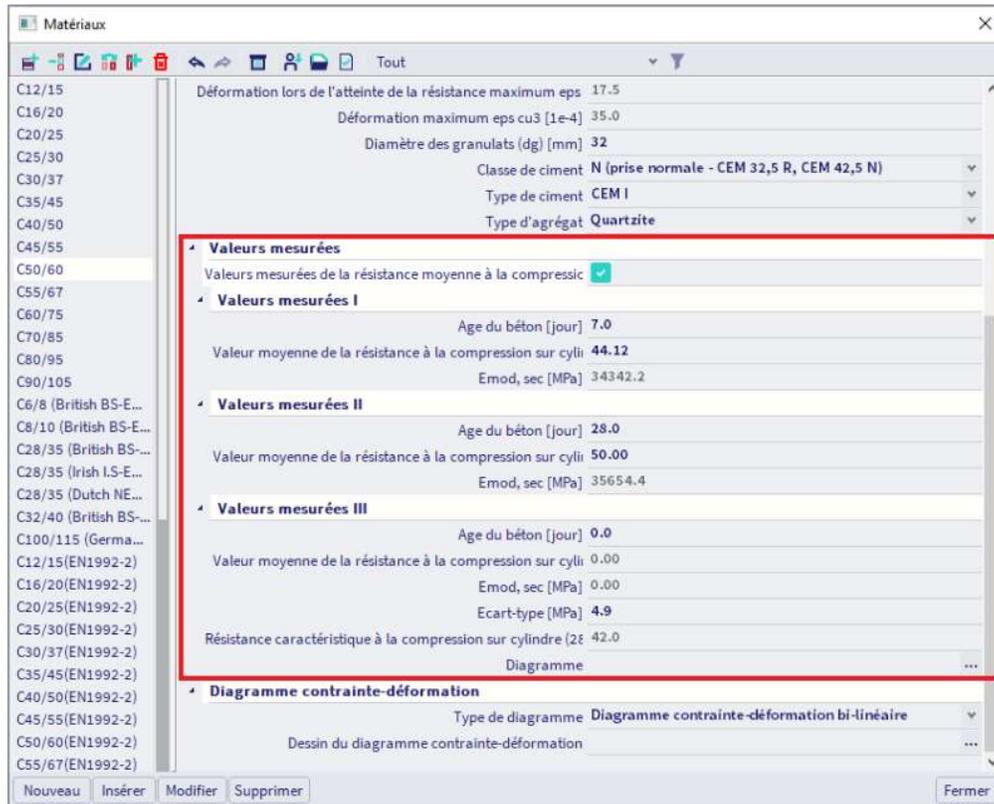
La valeur recommandée de C_{max} est C90/105.



Dans certains cas (précontrainte, par exemple), il peut être indiqué d'établir la résistance en compression du béton avant ou après 28 jours, à partir d'éprouvettes conservées dans des conditions différentes de celles prescrites dans l'EN 12390.

Toutes les valeurs peuvent se trouver dans la bibliothèque de matériaux de SCIA Engineer :





Il peut être nécessaire de spécifier la résistance en compression du béton, $f_{ck}(t)$, à l'instant t , pour un certain nombre de phases (décoffrage, transfert de précontrainte par exemple), où :

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} && \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck} && \text{pour } t \geq 28 \text{ jours.} \end{aligned}$$

La résistance en compression du béton à l'âge t dépend du type de ciment, de la température et des conditions de cure. Pour une température moyenne de 20 °C et une cure conforme à l'EN 12390, la résistance en compression du béton à différents âges t , $f_{cm}(t)$, peut être estimée à l'aide des expressions suivantes :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (3.1)$$

avec :

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^2\right]\right\}} \quad (3.2)$$

où :

$f_{cm}(t)$ est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de t jours

f_{cm} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours, conformément au Tableau 3.1

$\beta_{cc}(t)$ est un coefficient qui dépend de l'âge t du béton

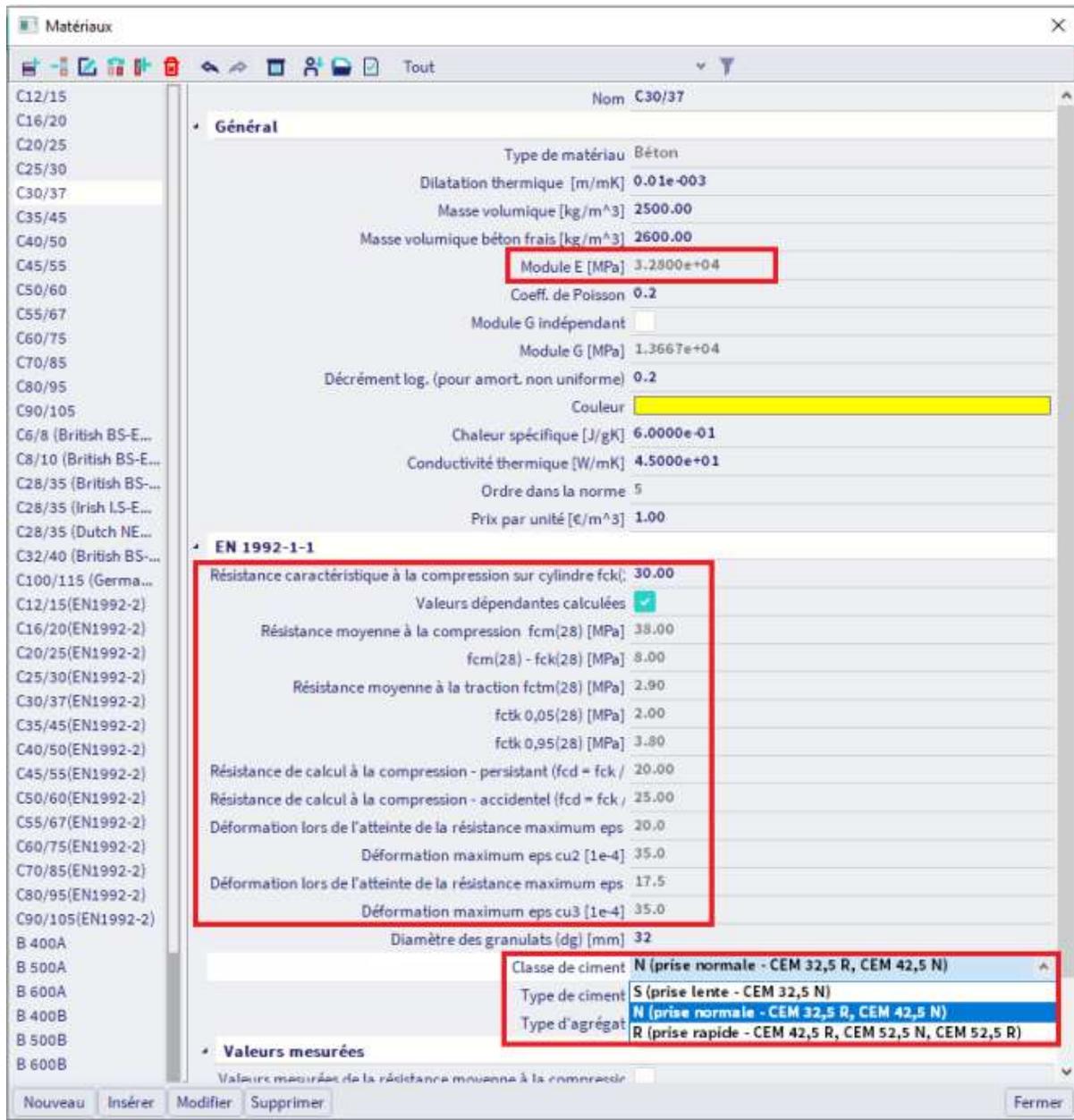
t est l'âge du béton, en jours

s est un coefficient qui dépend du type de ciment :

= 0,20 pour les ciments de classe de résistance CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R (Classe R)

= 0,25 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N)

= 0,38 pour les ciments de classe de résistance CEM 32,5 N (Classe S)



La résistance en traction fait référence à la contrainte la plus élevée atteinte sous une charge de traction concentrique.

Les résistances caractéristiques pour f_{ck} et les caractéristiques mécaniques correspondantes nécessaires pour le calcul, sont données pour le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton

Classes de résistance du béton	Classes de résistance du béton										Expression analytique Commentaires				
	f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50		55	60	70	80
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ > C50/60
$f_{ck,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0,05} = 0,7 \times f_{cm}$ fractile 5 %
$f_{ck,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0,95} = 1,3 \times f_{cm}$ fractile 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} en MPa)
ϵ_{ct} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Voir figure 3.2 $\epsilon_{ct} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)						3,5				3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Voir figure 3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{cu2} (‰)						2,0				2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)						3,5				3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n						2,0				1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{cu3} (‰)						1,75				1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\%) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)						3,5				3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

2.2.2. Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction (art 3.1.6)

La résistance de calcul en compression est définie comme :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{3.15}$$

où :

γ_c est le coefficient partiel de sécurité relatif au béton.

α_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

La valeur de α_{cc} doit être comprise entre 0,8 et 1,0. La valeur recommandée est 1,0.

Remarque : l'annexe nationale belge recommande d'utiliser la valeur de 0,85.

La résistance de calcul en traction est définie comme :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \tag{3.16}$$

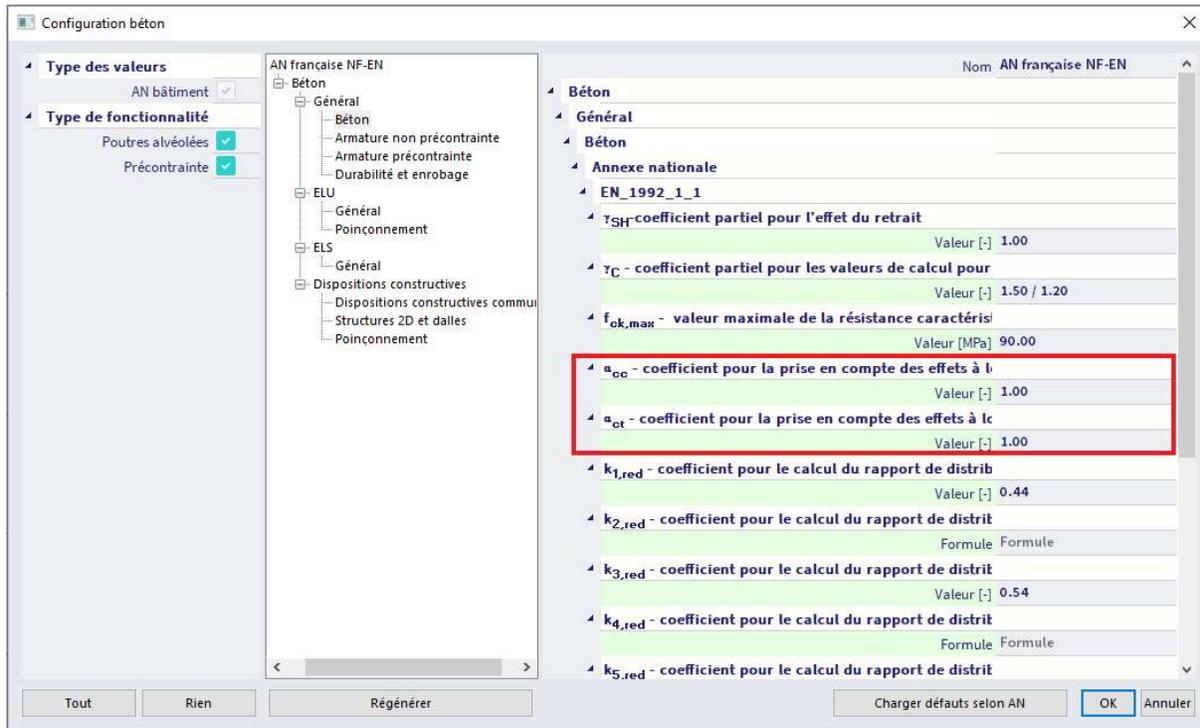
où :

γ_c est le coefficient partiel de sécurité relatif au béton.

α_{ct} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

La valeur recommandée de α_{ct} est de 1,0.

Les valeurs des coefficients tenant compte des effets à long terme peuvent être trouvées dans la « Configuration béton » de l'annexe nationale :



Si la résistance du béton est déterminée à un âge $t > 28$ jours, alors les valeurs de α_{cc} et de α_{ct} devront être réduites par un facteur k_t .

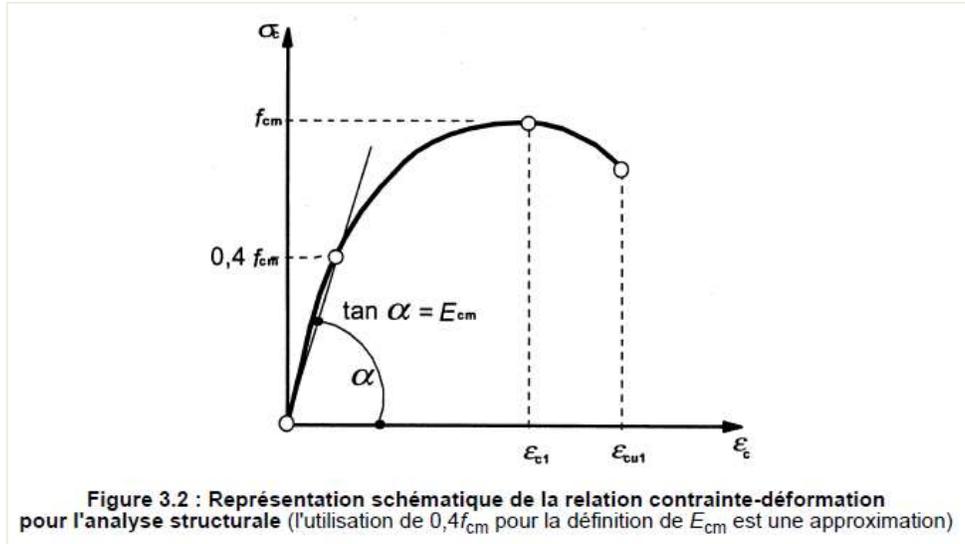
La valeur recommandée de k_t est de 0,85.

2.2.3. Déformation élastique (art 3.1.3)

Les déformations élastiques du béton dépendent largement de la composition de celui-ci (notamment des granulats). Il convient de considérer les valeurs données dans la norme comme des valeurs indicatives, valables pour des applications générales. Il convient cependant de les déterminer de manière explicite si la structure est considérée comme sensible aux écarts éventuels par rapport à ces valeurs générales.

Le module d'élasticité du béton dépend du module d'élasticité de ses constituants. Des valeurs approchées de E_{cm} , module sécant entre $\sigma_c = 0$ et $0,4.f_{cm}$, sont données dans le Tableau 3.1 pour des bétons contenant des granulats de quartzite.

Pour des granulats calcaires et des granulats issus de grès, il convient de réduire la valeur de 10 % et 30 % respectivement tandis qu'il convient de l'augmenter de 20 % pour des granulats issus de basalte.



L'évolution du module d'élasticité avec le temps peut être estimée par :

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.5)$$

expression dans laquelle $E_{cm}(t)$ et $f_{cm}(t)$ sont les valeurs à l'âge t (jours) et E_{cm} et f_{cm} les valeurs déterminées à 28 jours. La relation entre $f_{cm}(t)$ et f_{cm} est donnée par l'Expression (3.1).

Le coefficient de Poisson peut être pris égal à 0,2 pour le béton non fissuré et à 0 pour le béton fissuré.

2.2.4. Fluage et retrait (art 3.1.4)

Le fluage et le retrait du béton dépendent de l'humidité ambiante, des dimensions de l'élément et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge.

La valeur du coefficient de fluage peut être définie dans la « Configuration béton » (en utilisant la vue « Paramètres basé sur la norme » ou bien « Configuration complète ») ou dans les données d'élément 1D. Si le type de saisie du coefficient de fluage est « Auto », le coefficient sera calculé en saisissant l'âge du béton et l'humidité relative (cf annexe B.1. de l'EN 1992-1-1).

Si le type de saisie du coefficient de fluage est « utilisateur », le coefficient de fluage peut être saisi directement par l'utilisateur.

Configuration béton

Vues : Paramètres basés sur la nor... Paramètres d'affich... Reprendre défaut Chercher Annexe Nationale:

Description	Symbole	Valeur	Défaut	Unité	Chapitre	Norme	Struct...	Type de...
<tous>	<tous>	<tous>	<tou...>		<tous>	EN 1992-1-1	<to...>	Option X
3. Matériaux								
3.1 Béton								
3.1.4 Fluage et retrait								
Âge du béton à l'instant considéré	t	18250.00	18250.00	jour	3.1.4.B.1-2	EN 1992-1-1	Tout (P...	Option d...
Humidité relative	RH	50	50	%	3.1.4.B.1-2	EN 1992-1-1	Tout (P...	Option d...
Type de saisie du coefficient de fluage	Type $\phi(t,t_0)$	Auto	Auto		3.1.4(2)	EN 1992-1-1	Tout (P...	Option d...
Âge du béton à la mise en charge	t_0	28.00	28.00	jour	3.1.4(2),B1	EN 1992-1-1	Tout (P...	Option d...
Tenir compte du séchage et du retrait autogène	Type $\epsilon_{cs}(t,t_0)$	Auto	Auto		3.1.4(6)	EN 1992-1-1	Tout (P...	Option d...
Âge du béton au début du retrait de séchage	t_s	7.00	7.00	jour	3.1.4(6),B2	EN 1992-1-1	Tout (P...	Option d...
5. Analyse structurale								
5.2 Imperfections géométriques								
5.3 Structure idéalisée								
5.3.2 Données géométriques								
Réduction du moment sur les appuis					5.3.2.2 (4)	EN 1992-1-1	Poutre...	Option d...
5.8 Analyse des effets de second ordre avec charge ...								
6. États limites ultimes (ELU)								
6.1 Flexion avec ou sans effort normal								
6.2 Effort tranchant								
6.2.1 Procédure générale de vérification								

OK Annuler

BARRE (1) > DONNÉES BÉTON D'ÉLÉMENT 1D (1)

Nom CMD1D
Élément B1
Type d'élément Poteau

PARAMÈTRES DE CONCEPTION PAR DÉFAUT

OPTION DU SOLVEUR

GÉNÉRAL

Coefficient pour le calcul de la h... 0.9
Coefficient pour le calcul du bra... 0.9
Coefficient pour le calcul de l'eff... 0.1

FLUAGE ET RETRAIT

Âge du béton à l'instant considér... 18250.00
Humidité relative [%] 50
Type de saisie du coefficient de fl... Auto
Âge du béton à la mise en charg... 28.00
Tenir compte du séchage et du r... Auto
Âge du béton au début du retrait... 7.00

ELS

Utiliser le module effectif du béton

EFFORTS INTERNES

Élément isolé
Imperfection géométrique dans ...
Imperfection géométrique dans ...
Excentricité minimale Dans exc. de premier ordre
Excentricité de second ordre

MODIFICATION DES EFFORTS INTERNES

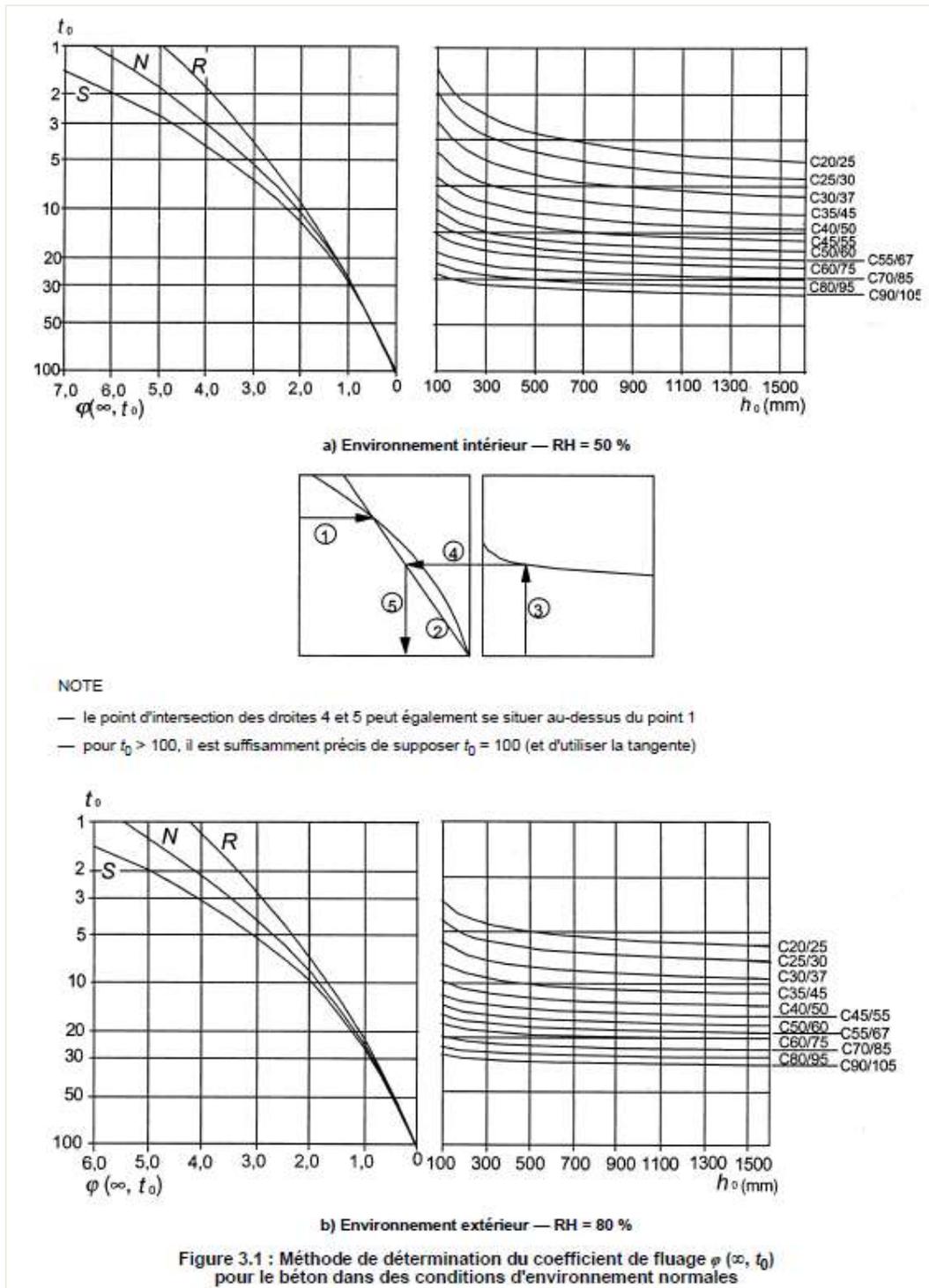
POTEAU

Type Auto
Effort normal (N_{ed})
Moment de flexion autour de l'axe Y (M_{yed})
Moment de flexion autour de l'axe Z (M_{zed})
Moment de torsion (T_{ed})
Effort tranchant dans l'axe Y (V_{yed})
Effort tranchant dans l'axe Z (V_{zed})

ACTIONS >>>
Charger les valeurs de la configuration

(1)	Le coefficient de fluage $\varphi(t, t_0)$ peut être calculé à partir de :	
	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$... (B.1)
	où :	
φ_0	est le coefficient de fluage conventionnel et peut être estimé par :	
	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$... (B.2)
φ_{RH}	est un facteur tenant compte de l'influence de l'humidité relative sur le coefficient de fluage conventionnel :	
	$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{pour } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$... (B.3a)
	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1 \right] \cdot a_2 \quad \text{pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$... (B.3b)
RH	est l'humidité relative de l'environnement ambiant en %	
$\beta(f_{cm})$	est un facteur tenant compte de l'influence de la résistance du béton sur le coefficient de fluage conventionnel :	
	$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$... (B.4)
f_{cm}	est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours, en MPa	
$\beta(t_0)$	est un facteur tenant compte de l'influence de l'âge du béton au moment du chargement sur le coefficient de fluage conventionnel :	
	$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$... (B.5)
h_0	est le rayon moyen de l'élément, en mm :	
	$h_0 = \frac{2A_c}{u}$... (B.6)
A_c	est l'aire de la section droite	
u	est le périmètre de l'élément en contact avec l'atmosphère	
$\beta_c(t, t_0)$	est un coefficient qui rend compte du développement du fluage avec le temps après chargement, et peut être estimé par l'expression suivante :	
	$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$... (B.7)
t	est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours	
t_0	est l'âge du béton au moment du chargement, en jours	
$t - t_0$	est la durée non ajustée du chargement, en jours	
β_H	est un coefficient dépendant de l'humidité relative (RH en %) et du rayon moyen de l'élément (h_0 en mm). Il peut être estimé par :	
	$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1\ 500 \quad \text{pour } f_{cm} \leq 35$... (B.8a)
	$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 a_3 \leq 1\ 500 a_3 \quad \text{pour } f_{cm} \geq 35$... (B.8b)
$a_{1/2/3}$	sont des coefficients tenant compte de l'influence de la résistance du béton :	
	$a_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7} \quad a_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,2} \quad a_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$... (B.8c)

Si une grande précision n'est pas nécessaire, une valeur trouvée à partir de la figure 3.1 peut être considérée comme le coefficient de fluage, sous réserve que le béton ne soit pas soumis à une contrainte de compression plus grande que $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ à un âge t_0 , l'âge du béton au temps de chargement.



2.2.5. Relations contrainte-déformation pour le calcul de sections (art 3.1.7)

Pour le calcul des sections, le diagramme contrainte-déformation suivant peut être utilisé :

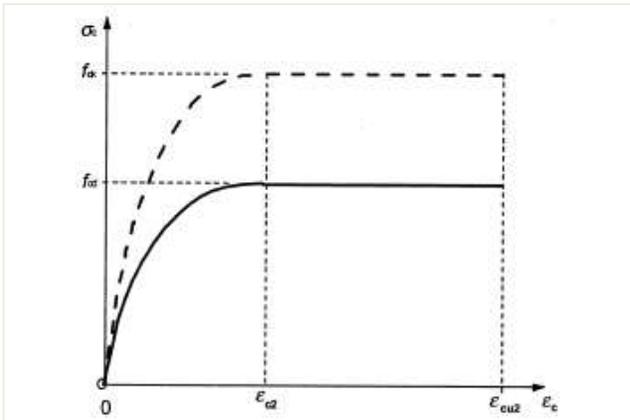


Figure 3.3 : Diagramme parabole-rectangle pour le béton comprimé

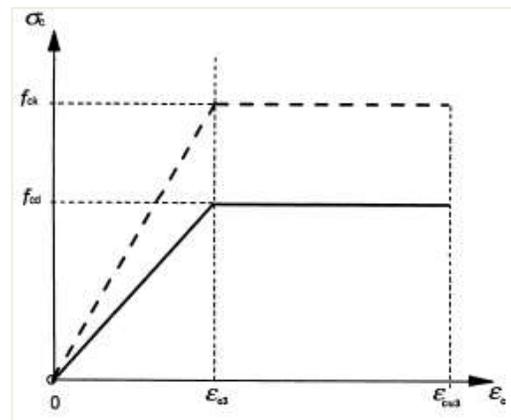
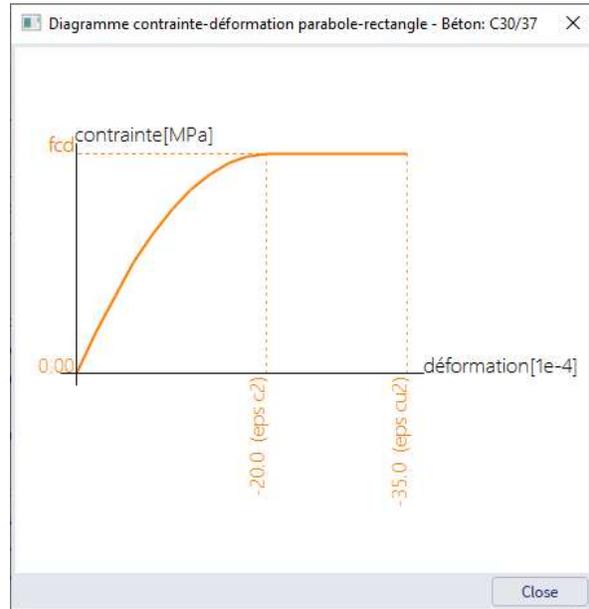
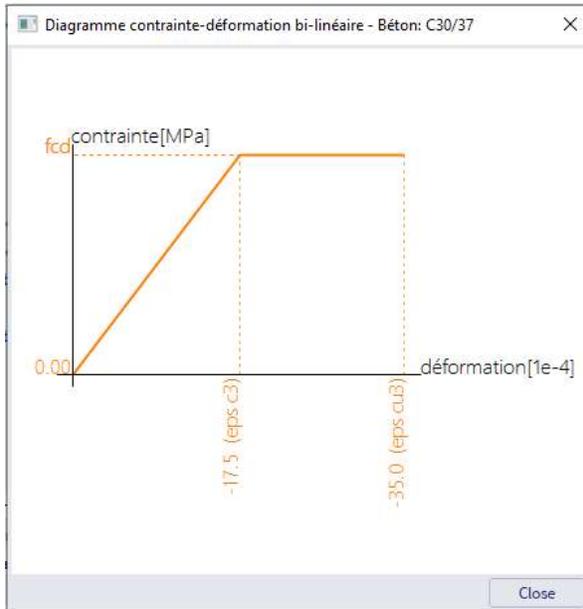


Figure 3.4 : Diagramme bilinéaire

- ϵ_{c2} est la déformation lorsqu'est atteinte la résistance maximum dans le diagramme parabole-rectangle.
- ϵ_{cu2} est la déformation ultime dans le diagramme parabole-rectangle.
- ϵ_{c3} est la déformation lorsqu'est atteinte la résistance maximum dans le diagramme bilinéaire.
- ϵ_{cu3} est la déformation ultime dans le diagramme bilinéaire.

L'utilisateur peut choisir dans la bibliothèque de matériaux quel diagramme à utiliser pour le calcul :



2.3 Acier de ferrailage

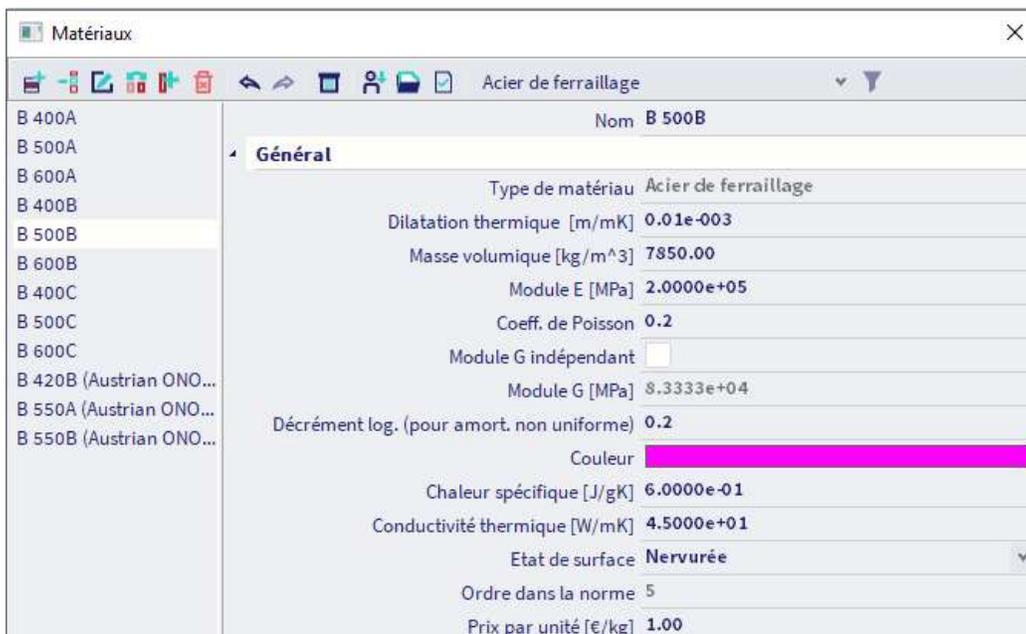
Les clauses suivantes donnent les principes et les règles pour les armatures sous formes de barres, de fils redressés, de treillis soudés et de poutres-treillis. Elles ne s'appliquent pas aux barres à revêtement spécial.

2.3.1. Propriétés (art 3.2.2)

Le comportement des aciers de ferrailage est défini par les propriétés suivantes :

- Limite d'élasticité (f_{yk} ou $f_{0,2k}$)
- Limite supérieure réelle d'élasticité ($f_{y,max}$)
- Résistance à la traction (f_t)
- Ductilité (ϵ_{uk} et f_t/f_{yk})
- Aptitude au pliage
- Caractéristiques d'adhérence (f_R : cf annexe C)
- Dimensions de la section et tolérances
- Résistance de fatigue
- Soudabilité
- Résistance au cisaillement et résistance des soudures dans le cas des treillis soudés et poutres-treillis.

Les propriétés des armatures se trouvent dans la bibliothèque de matériaux :



EN 1992-1-1	
Limite élastique caractéristique f_{yk} [MPa]	500.0
Valeurs dépendantes calculées	<input checked="" type="checkbox"/>
Résistance caractéristique max à la traction f_{tk}	540.0
Coefficient $k = f_{tk} / f_{yk}$ [-]	1.08
Limite élastique de calcul - persistant ($f_{yd} = f_{yk}$)	434.8
Limite élastique de calcul - accidentel ($f_{yd} = f_{yk}$)	500.0
Allongement maximum ϵ_{uk} [1e-4]	500.0
Classe	B
Type de ferrailage	Barres
Fabrication	Laminé
Diagramme contrainte-déformation	
Type de diagramme	Bi-linéaire avec branche supérieure inclinée
Dessin du diagramme contrainte-déformation	...

Nouveau Insérer Modifier Supprimer Fermer

La valeur moyenne de densité peut être prise égale à 7850kg/m³.

La valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être pris égal à 200GPa.

Cette Eurocode s'applique au ferrailage soudé et nervuré, y compris les treillis.

Les règles d'application pour le calcul et les dispositions dans cette Eurocode sont valides pour un intervalle de limite élastique défini $f_{yk} = 400$ à 600MPa.

Le tableau C.1 donne les propriétés de ferrailage adapté à l'utilisation de cet Eurocode :

Tableau C.1 : Propriétés des armatures

Forme du produit	Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
	A	B	C	A	B	C	
Classe	A	B	C	A	B	C	—
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t / f_y)_k$	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	≥ 1,05	≥ 1,08	≥ 1,15 < 1,35	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ϵ_{uk} (%)	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	10,0
Aptitude au pliage	Essai de pliage/dépliage			—			
Résistance au cisaillement	—			0,3 A f_{yk} (A est l'aire du fil)			Minimum
Tolérance maximale vis-à-vis de la masse nominale (barre ou fil individuel) (%)	Dimension nominale de la barre (mm)						5,0
	≤ 8		± 6,0				
	> 8		± 4,5				

2.3.2. Hypothèses de calcul (art. 3.2.7)

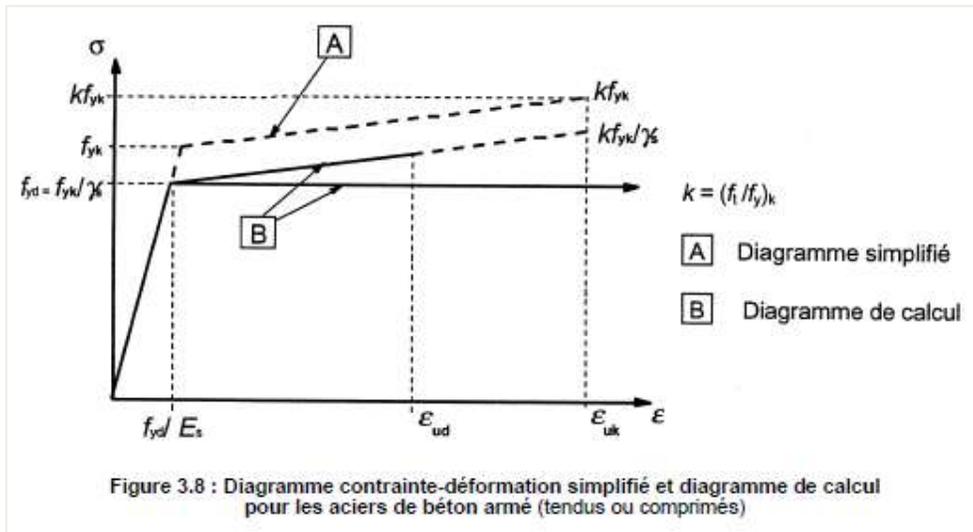
Pour un calcul courant, l'une ou l'autre des hypothèses suivantes peut être faite:

B1) branche supérieure inclinée, avec une limite de déformation égale à ϵ_{ud} , et une contrainte maximale de $k \cdot f_{yk} / \gamma_s$ pour ϵ_{uk} , avec $k = (f_t / f_y)_k$.

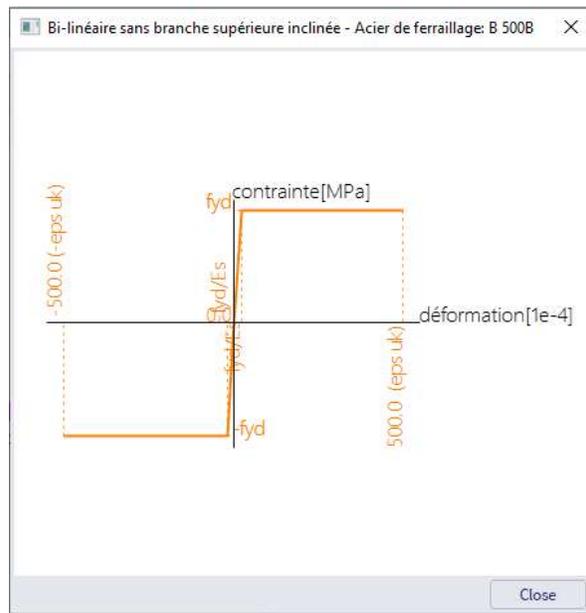
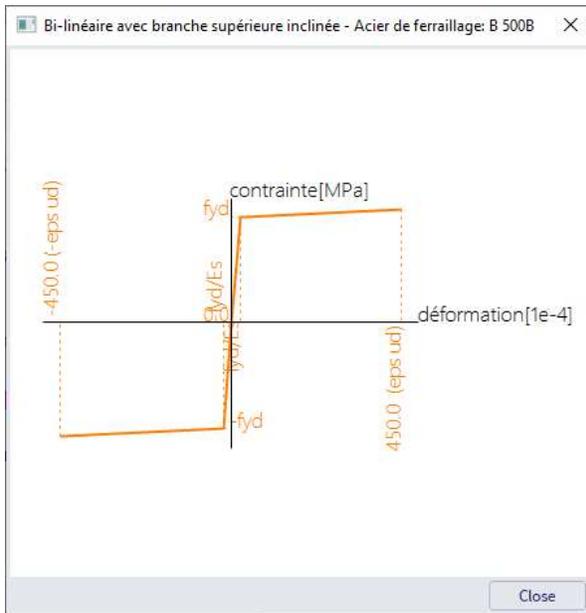
B2) branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.

La valeur recommandée de ϵ_{ud} est de $0,9 \cdot \epsilon_{uk}$.

La valeur de $(f_t / f_y)_k$ est donnée dans le tableau C.1.



Dans la bibliothèque de matériaux, l'utilisateur peut choisir entre les deux hypothèses :



2.4 Durabilité et enrobage

2.4.1. Conditions environnementales (art 4.2)

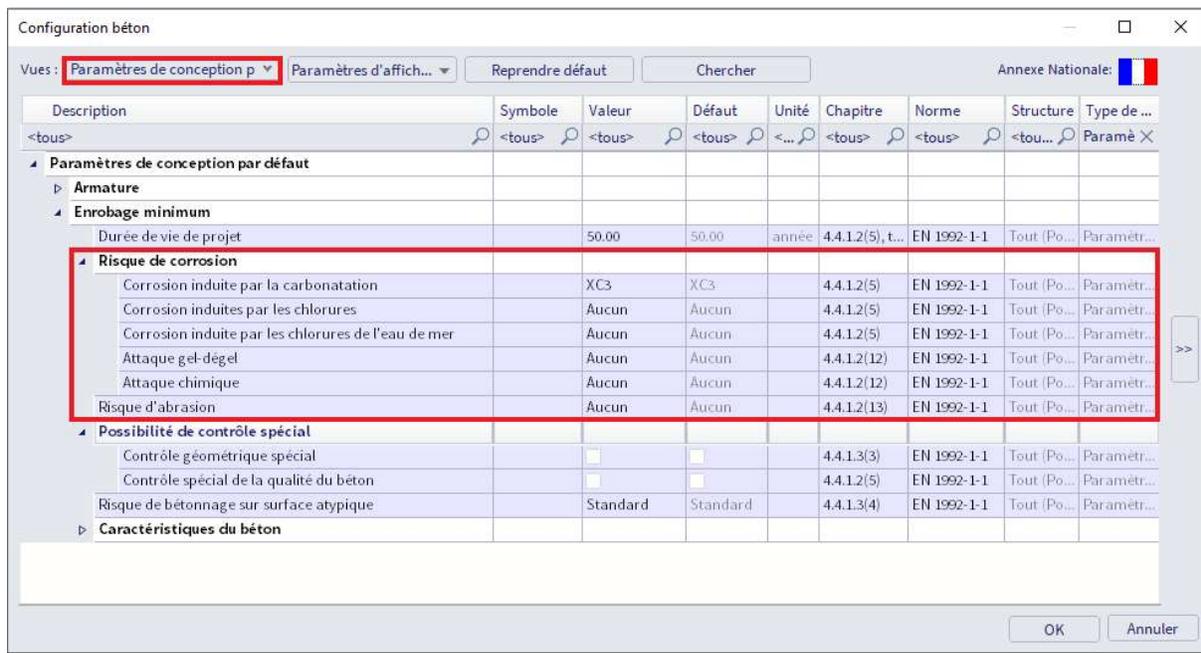
Les conditions d'exposition sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques.

Les conditions d'environnement sont classées conformément au Tableau 4.1, basé sur l'EN 206-1.

Tableau 4.1 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement, conformément à l'EN 206-1

Désignation de la classe	Description de l'environnement :	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
XD	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3 Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules
4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
5 Attaque gel/dégel		
XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agents de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage. Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel. Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
6 Attaques chimiques		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Soils naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Soils naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique selon l'EN 206-1, Tableau 2	Soils naturels et eau dans le sol

Dans la « Configuration béton », dans la vue des « Paramètres de conception par défaut », l'utilisateur peut choisir la classe d'exposition souhaitée. Tous les éléments avec un fond bleu peuvent être redéfinis dans les données d'éléments 1D.



2.4.2. Méthodes de vérification (art. 4.4)

Enrobage : article 4.4.1

Généralités (art 4.4.1.1)

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature (épingles, étriers et cadres compris, ainsi que armatures de peau, le cas échéant) la plus proche de la surface du béton et cette dernière.

L'enrobage nominal doit être spécifié sur les plans. Il est défini comme l'enrobage minimal C_{min} plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution ΔC_{dev} :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (4.1)$$

Enrobage minimal, C_{min} (art 4.4.1.2)

Un enrobage minimal C_{min} doit être assuré afin de garantir :

- la bonne transmission des forces d'adhérence
- la protection de l'acier contre la corrosion (durabilité)
- une résistance au feu convenable

La valeur à utiliser est la plus grande valeur de C_{min} satisfaisant aux exigences à la fois en ce qui concerne l'adhérence et les conditions d'environnement.

$$C_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{min,b} \\ C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} \\ 10mm \end{array} \right. \quad (4.2)$$

Avec :

- $C_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence
- $C_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement
- $\Delta C_{dur,y}$: marge de sécurité
- $\Delta C_{dur,st}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable
- $\Delta C_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire

La valeur recommandée de $\Delta C_{dur,y}$, $\Delta C_{dur,st}$, $\Delta C_{dur,add}$, sans davantage de spécification, est 0mm.

Pour assurer à la fois une transmission sans risque des forces d'adhérence et un béton suffisamment compact, il convient que l'enrobage minimal ne soit pas inférieur à $C_{min,b}$ donné dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Enrobage minimal $c_{min,b}$ requis vis-à-vis de l'adhérence

Exigences vis-à-vis de l'adhérence	
Disposition des armatures	Enrobage minimal $c_{min,b}$ ^{*)}
Armature individuelle	Diamètre de la barre
Paquet	Diamètre équivalent (ϕ_h) (voir 8.9.1)
*) Si la dimension nominale du plus gros granulat est supérieure à 32 mm, il convient de majorer $c_{min,b}$ de 5 mm.	

L'enrobage minimal des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte dans un béton de masse volumique normale, qui tient compte des classes d'exposition et des classes structurales, est donné par $C_{min,dur}$.

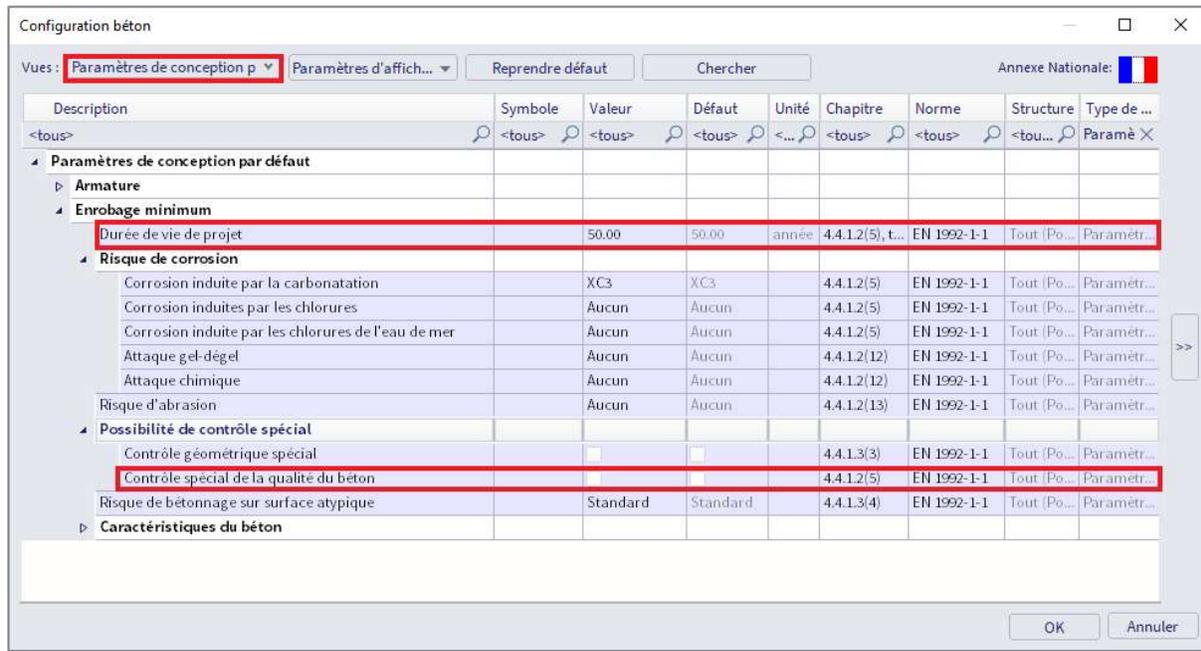
La classe structurale recommandée (pour une durée de vie de 50 ans) est S4 pour les résistances de béton indicatives (données dans l'annexe E de l'EN 1992-1-1). La classe structurale minimale recommandée est S1.

Les modifications recommandées de la classe structurale sont données dans le tableau 4.3N :

Tableau 4.3N : Classification structurale recommandée

Critère	Classe structurale						
	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Durée d'utilisation de projet de 100 ans	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes	majoration de 2 classes
Classe de résistance ^{1) 2)}	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C30/37 minoration de 1 classe	≥ C35/45 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C40/50 minoration de 1 classe	≥ C45/55 minoration de 1 classe
Élément assimilable à une dalle (position des armatures non affectée par le processus de construction)	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe
Maîtrise particulière de la qualité de production du béton	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe	minoration de 1 classe

La durée de vie du projet et le contrôle spécial de la qualité du béton peuvent être définis dans la « Configuration béton » ou dans les données d'élément 1D :



Les valeurs recommandées de $C_{min,dur}$ sont données dans le tableau 4.4N (armatures de ferrillage) :

Tableau 4.4N : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080

Classe Structurale	Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)						
	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Il convient de majorer l'enrobage d'une marge de sécurité $\Delta C_{dur,\gamma}$.

L'enrobage minimal peut être réduit de $\Delta C_{dur,\gamma}$ lorsqu'on utilise de l'acier inoxydable ou que l'on prend d'autres dispositions particulières. Dans ce cas, il convient d'en considérer les effets pour l'ensemble des propriétés des matériaux concernées, y compris l'adhérence.

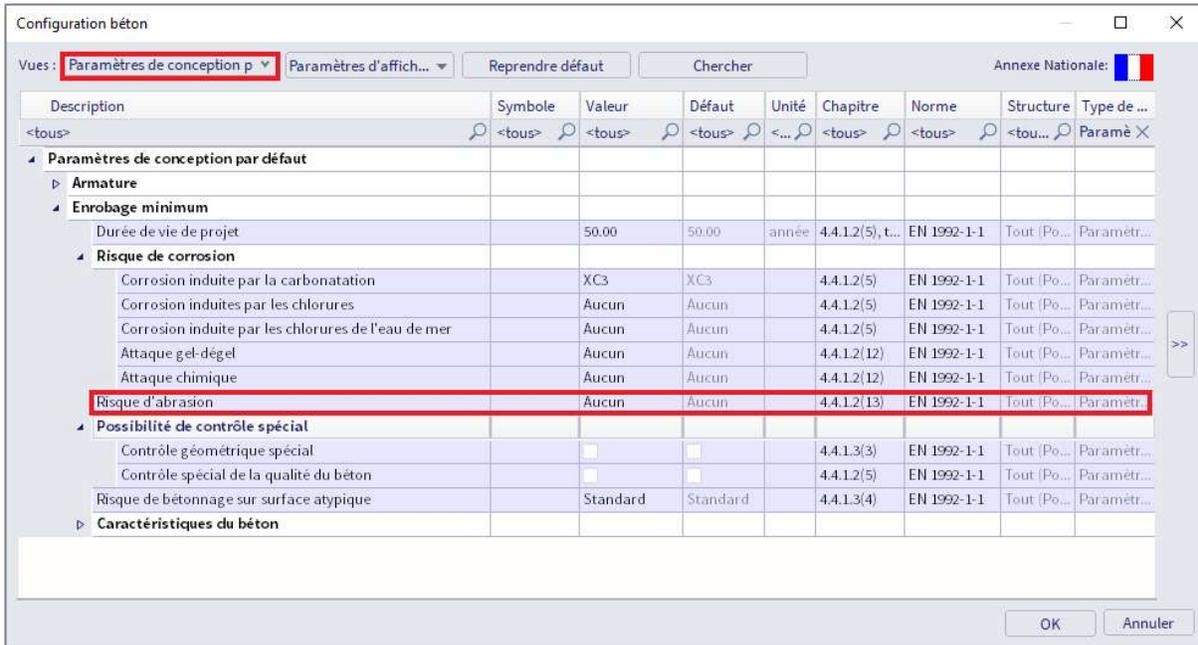
Dans le cas d'un béton bénéficiant d'une protection supplémentaire (revêtement, par exemple), l'enrobage minimal peut être réduit de $\Delta C_{dur,add}$.

En ce qui concerne l'abrasion du béton, il convient de porter une attention particulière aux granulats, conformément à l'EN 206-1. Une option consiste à tenir compte de l'abrasion du béton en augmentant l'enrobage (épaisseur sacrificielle). Il convient, dans ce cas, d'augmenter l'enrobage minimal C_{min} de k_1 pour la classe d'abrasion XM1, de k_2 pour la classe XM2 et de k_3 pour la classe XM3.

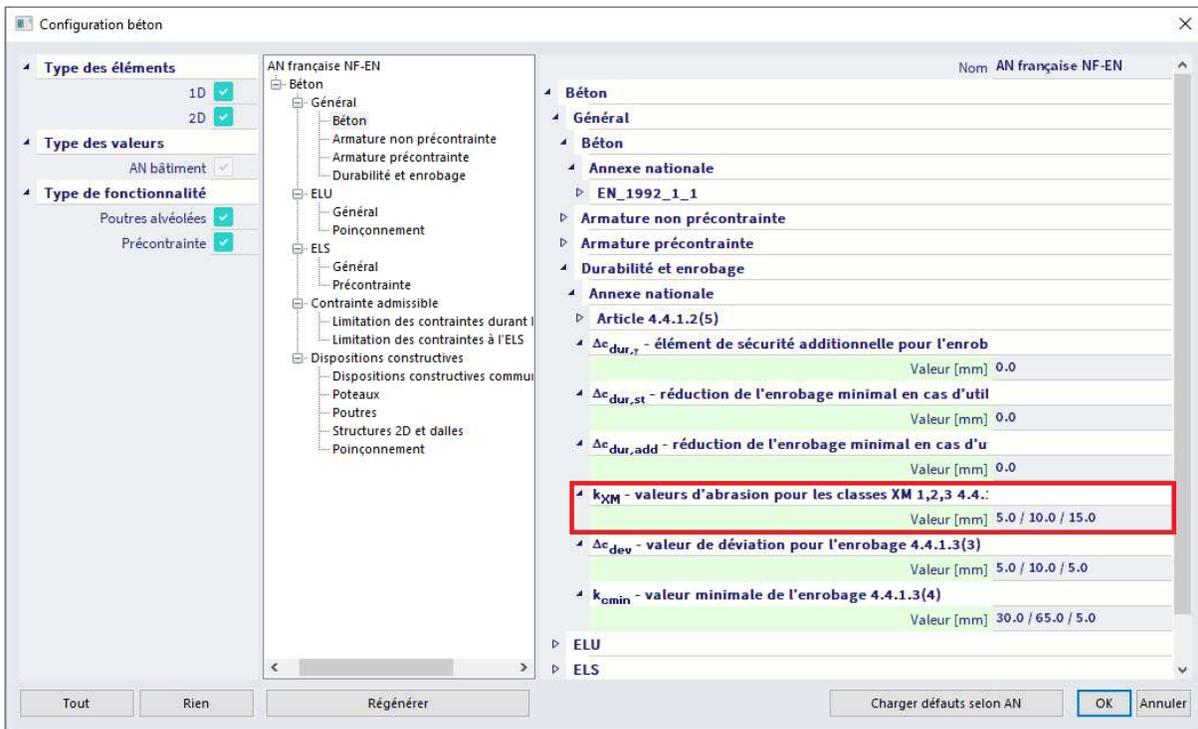
La classe d'abrasion XM1 correspond à une abrasion modérée, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de véhicules équipés de pneumatiques. La classe d'abrasion XM2 correspond à une abrasion importante, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de chariots élévateurs équipés de pneumatiques ou de bandages en caoutchouc plein. La classe d'abrasion XM3 correspond à une abrasion extrême, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de chariots élévateurs équipés de bandages élastomères ou métalliques ou d'engins à chenilles.

Les valeurs de k_1 , k_2 et k_3 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont respectivement 5mm, 10mm et 15mm.

La classe d'abrasion peut être saisie dans la « Configuration béton » ou dans les données d'éléments 1D :



Les valeurs de k_1 , k_2 et k_3 se trouvent dans l'annexe nationale :



Prise en compte des tolérances d'exécution

Pour le calcul de l'enrobage nominal C_{nom} , l'enrobage minimal doit être majoré, au niveau du projet, pour tenir compte des tolérances pour écart d'exécution (ΔC_{dev}). Ainsi, l'enrobage minimal doit être augmenté de la valeur absolue de l'écart adopté susceptible de le réduire.

La valeur recommandée est $\Delta C_{dev} = 10\text{mm}$.

Dans certains cas, l'écart d'exécution adopté, et par conséquent la tolérance ΔC_{dev} , peuvent être réduits.

Les valeurs recommandées sont les suivantes :

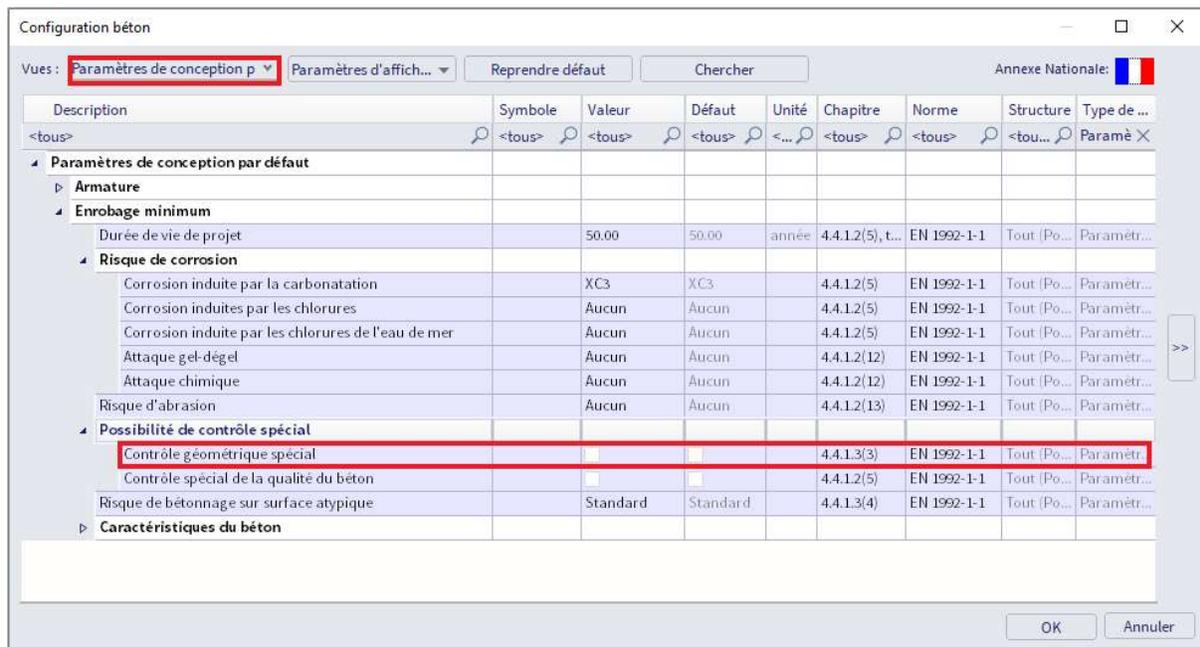
— lorsque la fabrication est soumise à un système d'assurance de la qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérances d'exécution ΔC_{dev} de telle sorte que :

$$10\text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 5\text{ mm}$$

— lorsqu'on peut garantir l'utilisation d'un appareil de mesure très précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple), il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérances d'exécution ΔC_{dev} de telle sorte que :

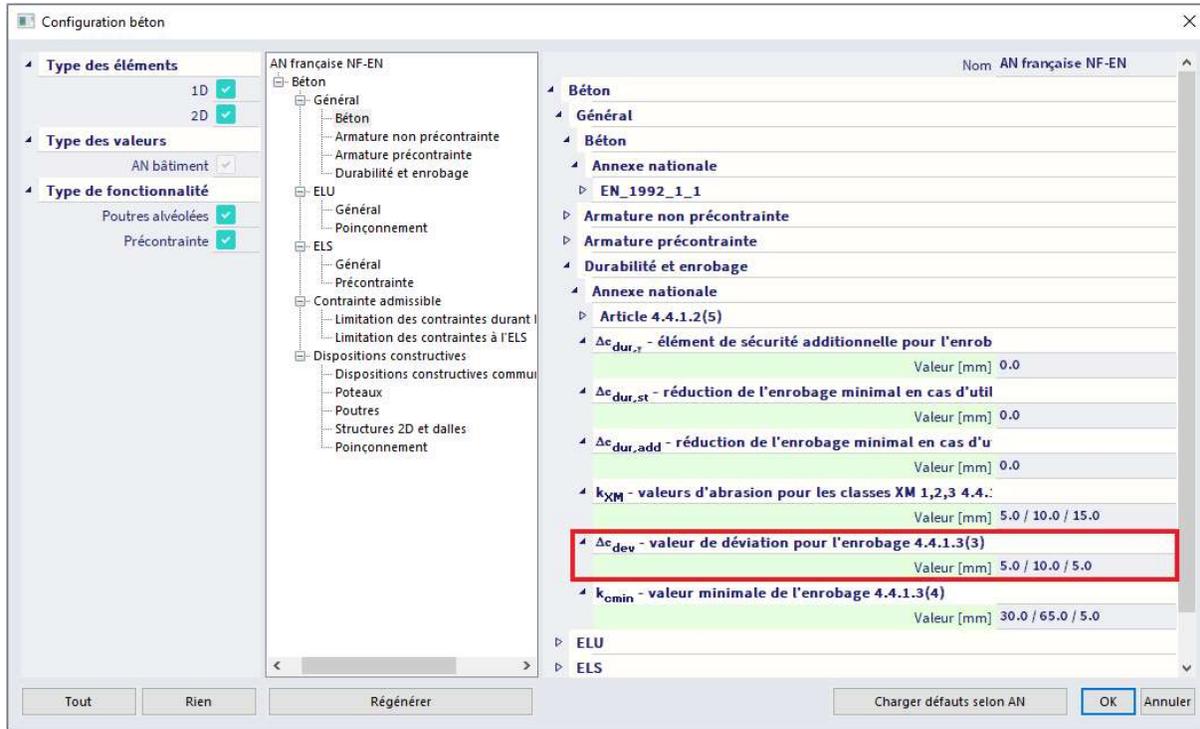
$$10\text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 0\text{ mm}$$

Le contrôle géométrique spécial peut être saisi dans la « Configuration béton » ou dans les données d'éléments 1D :



Description	Symbole	Valeur	Défaut	Unité	Chapitre	Norme	Structure	Type de ...
<tous>	<tous>	<tous>	<tous>	<...>	<tous>	<tous>	<tou...>	Paramè... X
Paramètres de conception par défaut								
Armature								
Enrobage minimum								
Durée de vie de projet		50.00	50.00	année	4.4.1.2(5), t...	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Risque de corrosion								
Corrosion induite par la carbonatation		XC3	XC3		4.4.1.2(5)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Corrosion induites par les chlorures		Aucun	Aucun		4.4.1.2(5)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		Aucun	Aucun		4.4.1.2(5)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Attaque gel-dégel		Aucun	Aucun		4.4.1.2(12)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Attaque chimique		Aucun	Aucun		4.4.1.2(12)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Risque d'abrasion		Aucun	Aucun		4.4.1.2(13)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Possibilité de contrôle spécial								
Contrôle géométrique spécial					4.4.1.3(3)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Contrôle spécial de la qualité du béton					4.4.1.2(5)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Risque de bétonnage sur surface atypique		Standard	Standard		4.4.1.3(4)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Paramètr...
Caractéristiques du béton								

La valeur de ΔC_{dev} se trouve dans l'annexe nationale :



Chapitre 3: Calcul et contrôle

3.1. Modèles d'analyse

3.1.1. Eurocode

Modèles structuraux pour l'analyse globale (art. 5.3.1)

Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, etc. Des règles sont fournies pour l'analyse de ces éléments les plus courants et des structures composées d'assemblages de ceux-ci.

Pour les bâtiments, les dispositions suivantes s'appliquent.

- 1) Une poutre est un élément dont la portée est supérieure ou égale à 3 fois la hauteur totale de la section. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de la considérer comme une poutre-cloison.
- 2) Une dalle est un élément dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale.
- 3) Une dalle soumise principalement à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans une seule direction si l'une ou l'autre des conditions ci-après est remplie :
 - elle présente deux bords libres (sans appuis) sensiblement parallèles, ou bien
 - elle correspond à la partie centrale d'une dalle pratiquement rectangulaire appuyée sur quatre côtés et dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2.
- 4) Les dalles nervurées et à caissons peuvent ne pas être décomposées en éléments discrets pour les besoins de l'analyse, sous réserve que leur table de compression ou hourdis de compression rapporté, de même que leurs nervures transversales, présentent une rigidité en torsion suffisante. On peut admettre que ceci est vérifié si :
 - la distance entre nervures n'excède pas 1 500 mm
 - la hauteur de la nervure sous la table de compression n'excède pas 4 fois sa largeur
 - l'épaisseur de la table de compression est supérieure ou égale à 1/10 de la distance libre entre nervures ou à 50 mm si cette valeur est supérieure
 - la distance libre entre nervures transversales n'excède pas 10 fois l'épaisseur totale de la dalle.

L'épaisseur minimale de la table de compression peut être ramenée de 50 mm à 40 mm lorsque des entrevous permanents sont disposés entre les nervures.

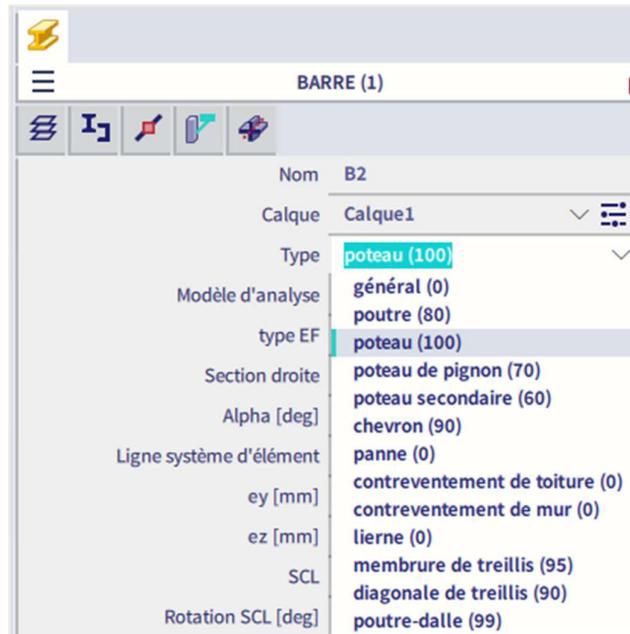
- 5) Un poteau est un élément dont le grand côté de la section transversale ne dépasse pas 4 fois le petit côté de celle-ci et dont la hauteur est au moins égale à 3 fois le grand côté. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient de le considérer comme un voile.

3.1.2. SCIA Engineer

✚ Attribution d'un modèle d'analyse

Dans SCIA Engineer, plusieurs types de modèles d'analyse sont disponibles. C'est à l'utilisateur de décider quel modèle doit être utilisé pour chaque élément.

Pour les éléments 1D, il y a le choix entre un calcul de « Poutre », « Poutre dalle » et « Poteau ». Chaque élément a une propriété « Type » qui lui est assignée, pour déterminer quel type de calcul est utilisé :

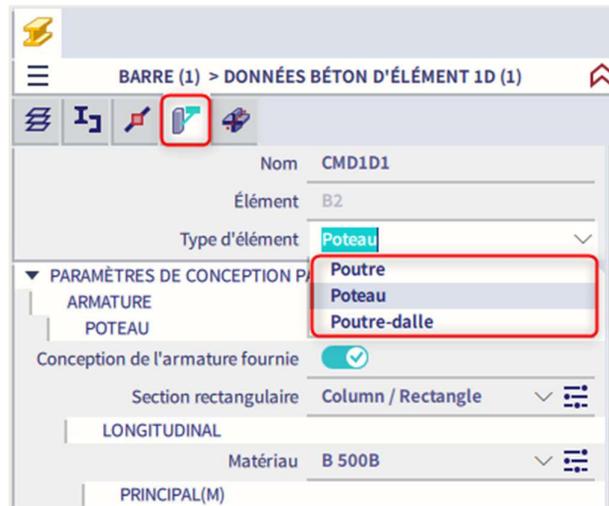


Le calcul de poutre est utilisé pour les types « Général », « Poutre », « Chevron », « Panne », « Contreventement de toiture », « Contreventement de mur », « Lierne », « Membrure de treillis » et « Diagonale de treillis ».

Le calcul de « poutre-dalle » est utilisée uniquement pour le type « Poutre dalle ». Pour ce type, par défaut, aucun ferrailage d'effort tranchant n'est ajouté (sauf ceux nécessaires dans le cas d'une épaisseur de dalle de 200mm ou plus, comme défini dans les paramètres généraux pour les dalles). Comme diamètre pour le ferrailage longitudinal, le diamètre par défaut pour les structures 2D – et pas pour les poutres ! – est pris égal à celui défini dans la « Configuration générale ».

Le calcul de poteau est utilisé pour les types « Poteau », « Poteau de pignon » et « Poteau secondaire ».

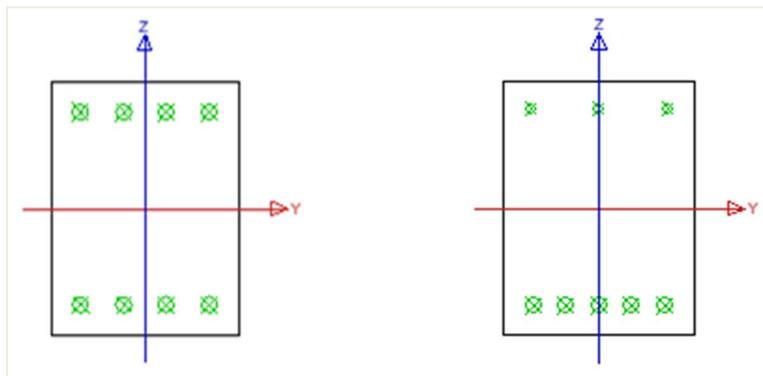
Bien faire attention lorsqu'une « Donnée d'élément 1D » est ajoutée à un élément dans les propriétés de cet élément. Ici aussi, l'utilisateur a le choix entre les trois différents modèles d'analyse, dans « Type d'élément » :



Ces données d'éléments 1D remplacent / écrasent à la fois les propriétés d'éléments et les paramètres de la « Configuration générale ».

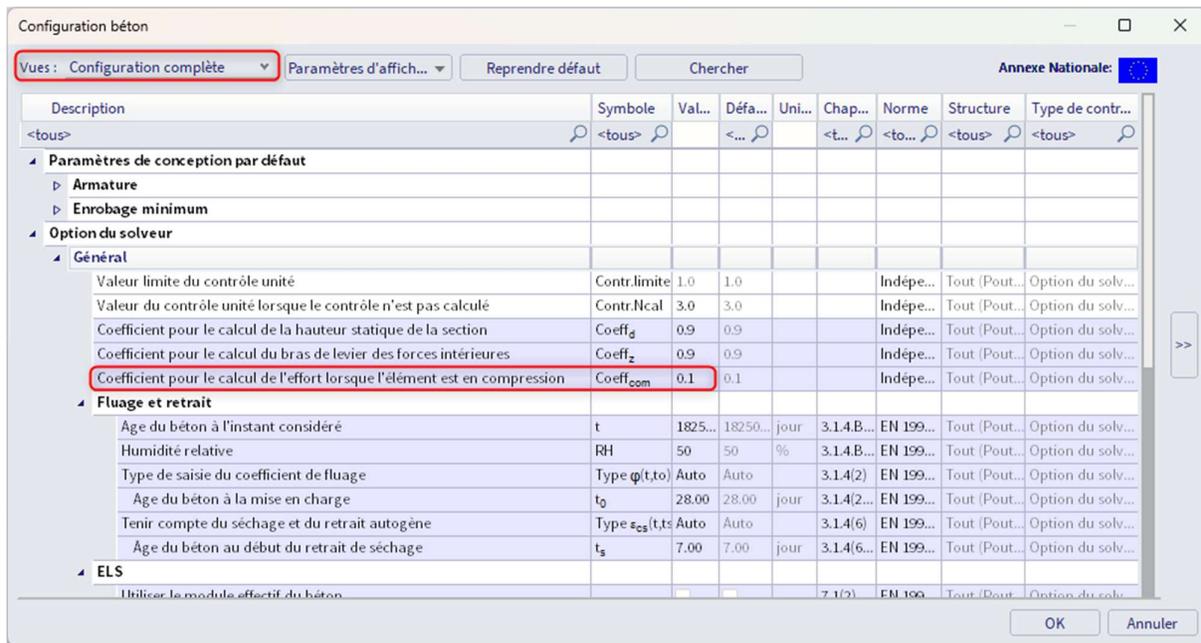
✚ Différence entre un modèle d'analyse poutre et poteau

La différence la plus importante entre le calcul d'une poutre et d'un poteau est la différence de section de ferrailage par direction. Une poutre a une section de ferrailage en partie supérieure qui diffère de la section de ferrailage en partie inférieure. Un poteau a toujours la même configuration de ferrailage pour les côtés parallèles, par direction.



Ces configurations sont évidentes et sont dues à la différence des efforts internes dominants par type de calcul. Pour un calcul de poutre, le moment fléchissant est dominant, alors que pour un poteau, c'est plutôt l'effort normal de compression + le moment fléchissant (si présent).

Donc en fait, lorsque la contrainte normale dans une poutre est trop importante, l'utilisateur devrait choisir de calculer l'élément comme un poteau. Dans la « Configuration générale », une option permet de tenir compte de l'élément s'il est en compression ou non. Si l'élément est en compression, l'effet du second ordre est pris en compte.

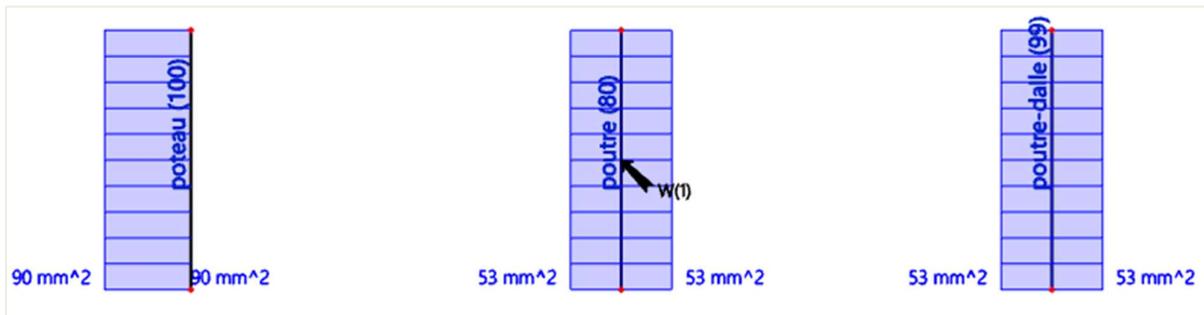


Cette option mesurera l'importance de la contribution de l'effort normal de compression :

- Si l'effort normal de compression $N_{Ed} < 0,1 \cdot A_c \cdot f_{cd}$, alors l'élément n'est pas considéré sous compression, ce qui signifie que le calcul sera fait comme une poutre.
- Si l'effort normal de compression $N_{Ed} > 0,1 \cdot A_c \cdot f_{cd}$, alors l'élément est considéré sous compression, ce qui signifie que le calcul sera fait comme une poteau et les effets du second ordre seront pris en compte.

3.1.3. Exemple

Exemple : « 3.1.3 – Modele_poutre_poteau.esa »



Valeur: **As,req**
 Calcul linéaire
 Cas de charge: LC2
 Système de coordonnées: Elément
 Extrême 1D: Elément
 Sélection: Tout
 Il y a 1 avertissements sur les éléments sélectionnés dont 1 sont affichés.

Poutres - Ferrailage requis

Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{s,req,z+}$ [mm ²] $N_{s,req,z+}$	$A_{s,req,z-}$ [mm ²] $N_{s,req,z-}$	$A_{s,req,y+}$ [mm ²] $N_{s,req,y+}$	$A_{s,req,y-}$ [mm ²] $N_{s,req,y-}$	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{swm,req}$ [mm ² /m] $N_{sw,req}$	$G_{l,req}$ [kg/m ²] $G_{w,req}$ [kg/m ²]	E/A/N
B2	0,000	LC2	CS1 - Rectangle (300; 300)	53 0.3ø16	53 0.3ø16	0 -	0 -	106	496 2ø8/203	9.18 19.23	W25

Dalles-poutres - Ferrailage requis

Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{s,req,z+}$ [mm ²] $N_{s,req,z+}$	$A_{s,req,z-}$ [mm ²] $N_{s,req,z-}$	$A_{s,req}$ [mm ²]	$G_{l,req}$ [kg/m ²]
B3	0,000	LC2	CS1 - Rectangle (300; 300)	53 0.3ø16	53 0.3ø16	106	9.18

Poteaux - Ferrailage requis

Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{s,req,z}$ [mm ²] $N_{s,req,z}$	$A_{s,req,y}$ [mm ²] $N_{s,req,y}$	$A_{s,req}$ [mm ²] $N_{s,req}$	$A_{swm,req}$ [mm ² /m] $N_{sw,req}$	$G_{l,req}$ [kg/m ²] $G_{w,req}$ [kg/m ²]
B1	0,000	LC2	CS1 - Rectangle (300; 300)	90 2x0.2ø16	90 2x0.2ø16	180 0.9ø16	335 2ø8/300	15.70 12.98

Sous le chapitre des efforts internes, un avertissement sera affiché dans la sortie détaillée s'il est nécessaire de calcul un élément comme un poteau, pour prendre en compte les efforts de compression. Si besoin, le type devra être manuellement modifié dans les propriétés de l'élément ou via les données d'élément 1D.

Élément comprimé

Effort normal limite pour considérer l'élément comme comprimé :

$$N_{com} = -\text{Coeff}_{com} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -0.1 \cdot (8 \cdot 10^6 \cdot 0.09) = -72 \text{ kN}$$

Condition de contrôle :

$$N_{Ed} < N_{com} = -100 \text{ kN} < -72 \text{ kN} \dots \text{ élément comprimé}$$

Avertisse.: Les excentricité du premier et second ordre devraient être prises en compte, l'élément devrait être analysé comme un poteau (effort normal de compression significatif). Changez le type d'élément sur Poteau.

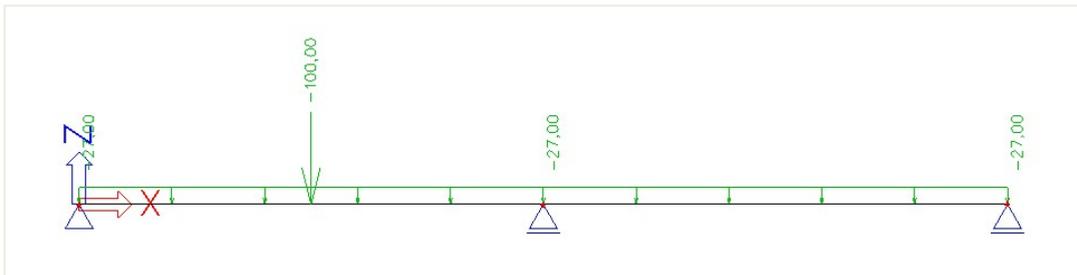
3.2. Calcul de poutre

3.2.1. Description de l'exemple utilisé

L'exemple utilisé pour expliquer le calcul du ferrailage dans une poutre (utilisé pour les chapitres 3.2.2 et 3.2.3) est le fichier exemple suivant :

Exemple : « 3.2.1 – Ferrailage theorique de poutre.esa »

Le calcul du ferrailage d'une poutre est expliquée par le biais d'une poutre à deux travées :



La longueur de la poutre totale est 10m et sa section est 500x300mm.

Les charges saisies sont :

BG1 : poids propre

BG2 : charge permanente

- Charge linéaire : -27kN/m
- Charge ponctuelle : -100kN à la position $x = 0,25$

BG3 : charge variable

- Charge linéaire : -15kN/m
- Charge ponctuelle : -150kN à la position $x = 0$

3.2.2. Efforts internes recalculés

Le calcul de ferrailage dans SCIA Engineer est basé sur les efforts internes recalculés. Les efforts internes de base calculés par EF sont transformés selon la norme en « Efforts internes recalculés » pour le ferrailage.

Ces efforts internes recalculés se trouvent dans la « Configuration générale » de SCIA Engineer.

✚ Décalage de la courbe de moments (art. 9.2.1.3)

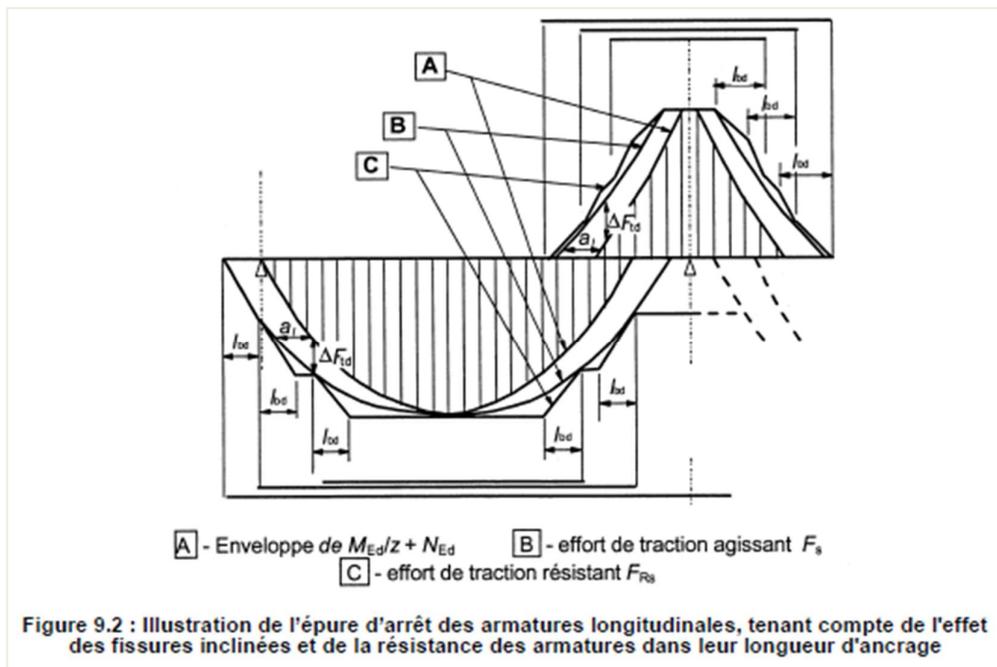
Il convient, dans toutes les sections, de prévoir un ferrailage suffisant pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, comprenant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures.

Les efforts de traction supplémentaires causés par le cisaillement et la torsion sont pris en compte dans SCIA Engineer en utilisant le calcul simplifié basé sur le décalage des moments fléchissants conformément à l'article 9.2.1.3(2). Le décalage de la courbe des moments fléchissants est calculé uniquement pour les poutres et poutres-dalles.

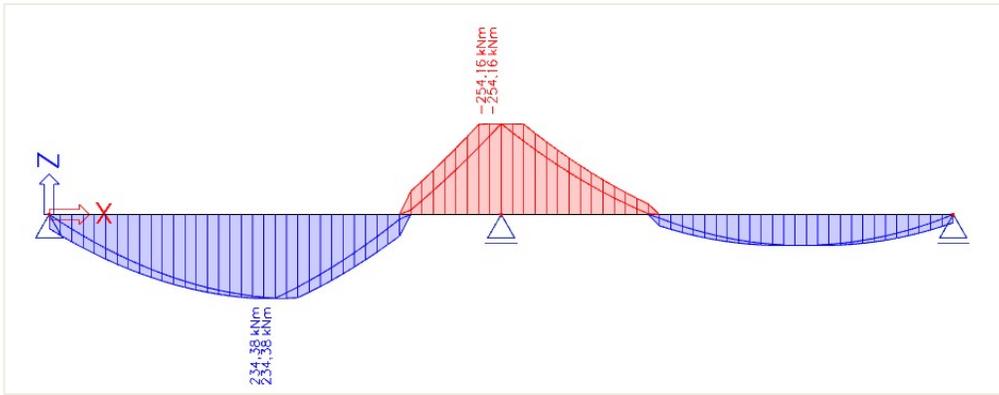
Pour des éléments avec des armatures d'effort tranchant, il convient de calculer l'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} . Pour des éléments sans armatures d'effort tranchant, ΔF_{td} peut être estimé en décalant la courbe enveloppe des moments d'une distance $a_1 = d$ (pour les poutres-dalles). Cette « règle de décalage » peut également être employée pour des éléments comportant un ferrailage d'effort tranchant, où :

$$a_1 = z \cdot \frac{(\cot\theta - \cot\alpha)}{2} \quad (\text{pour les poutres}) \quad (9.2)$$

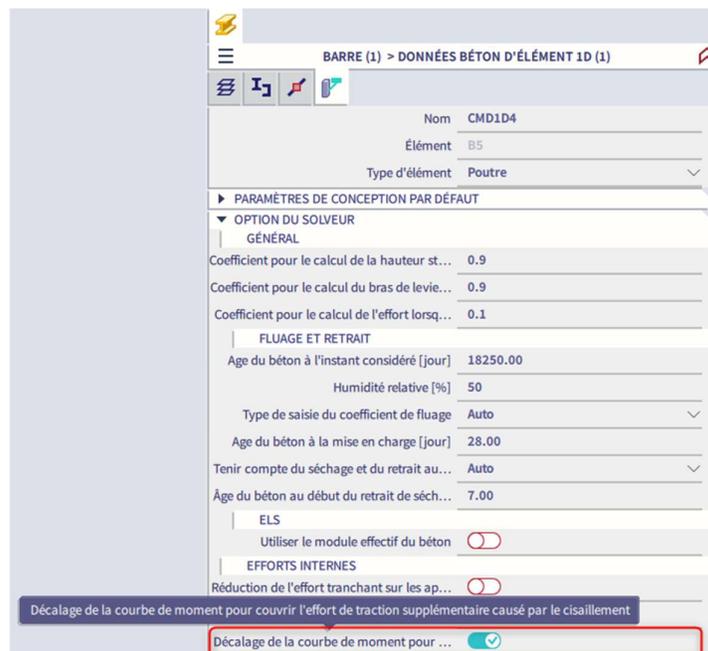
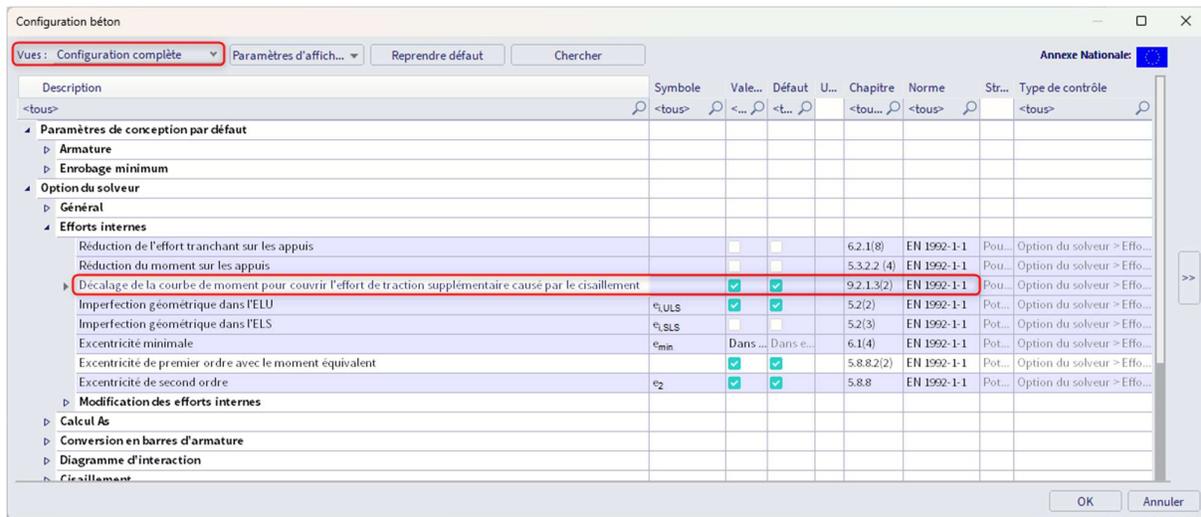
L'effort de traction supplémentaire est illustré sur la figure ci-dessous :



Dans SCIA Engineer, l'utilisateur peut revoir les efforts internes recalculés. Dans la « Configuration béton », il est possible de voir les efforts internes et les efforts internes recalculés. Dans la figure ci-dessous, la différence est clairement visible :



La courbe de moment décalé est prise en compte pour les efforts internes recalculés et donc également pour le calcul du ferrailage longitudinal, si la case est activée dans la « Configuration béton » (pour la structure globale) ou dans les données d'élément 1D (individuellement par élément) :



✚ Réduction du moment sur les appuis (art. 5.3.2.2 (3) & 5.3.2.2 (4))

Un autre cas typique d'efforts internes recalculés est la réduction des moments sur appuis.

Lorsqu'une poutre ou une dalle forme un ensemble monolithique avec ses appuis, il convient de prendre comme moment déterminant de calcul le moment au nu de l'appui. Pour le moment et la réaction de calcul transmis à l'appui (poteau, voile, etc), il convient de retenir la plus grande des valeurs élastiques ou des valeurs redistribuées.

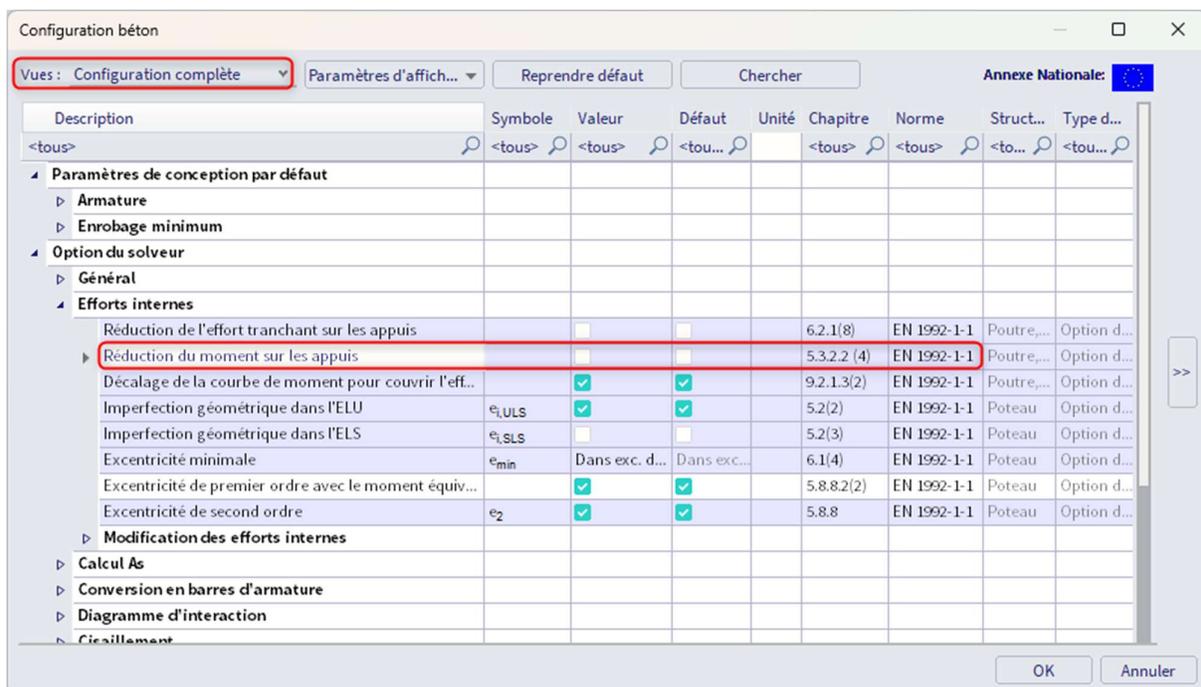
Quelque soit la méthode d'analyse employée, lorsqu'une poutre ou une dalle est continue au droit d'un appui supposé ne pas créer de gêne à la rotation (au droit d'un voile, par exemple), le moment de calcul sur appuis, déterminé pour une portée égale à l'entraxe des appuis, peut être minoré d'une valeur ΔM_{Ed} :

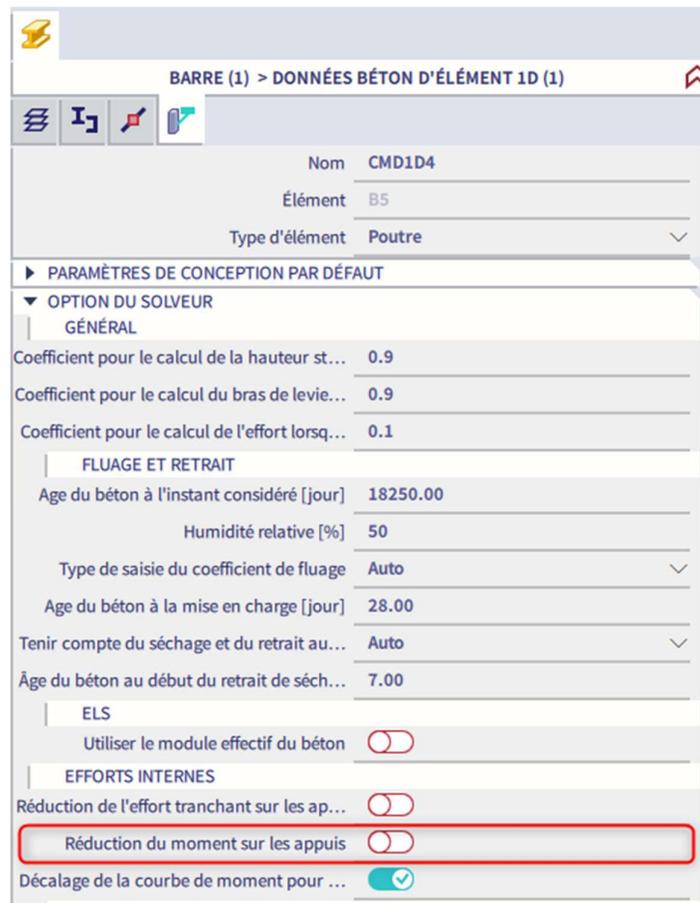
$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8 \tag{5.9}$$

Où :

- $F_{Ed,sup}$ est la valeur de calcul de la réaction d'appui ;
- t est la profondeur de l'appui

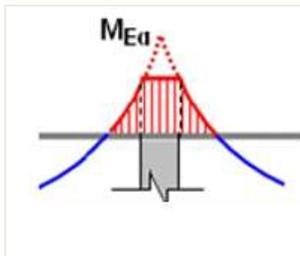
Dans SCIA Engineer, cette réduction du moment fléchissant est pris en compte uniquement si l'option est activée dans la « Configuration béton » (pour la structure globale) ou dans les données d'élément 1D (individuellement par élément).



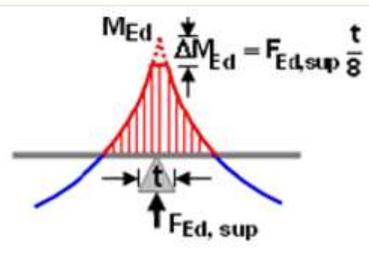


La façon dont la réduction du moment est effectuée, est basée sur le type d'appui. S'il s'agit d'un appui standard, la réduction sera faite conformément à la formule 5.9. S'il s'agit d'un poteau, est utilisée la réduction du nu du poteau.

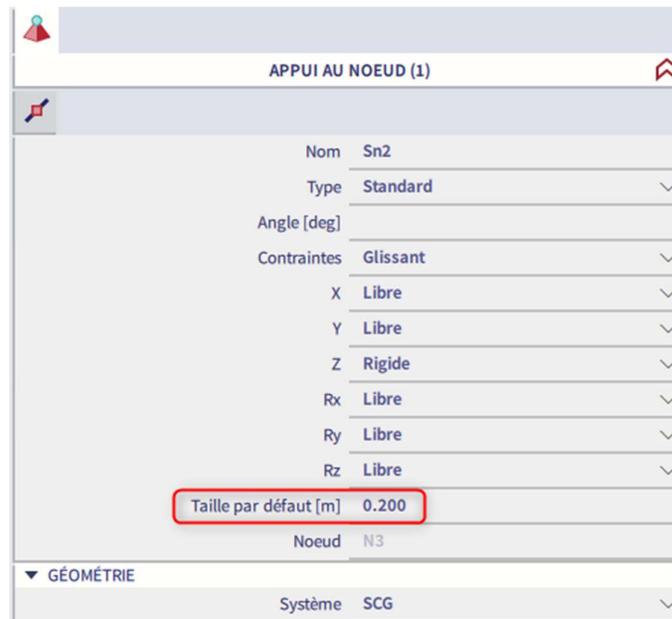
Au nu du poteau (5.3.2.2 (3))



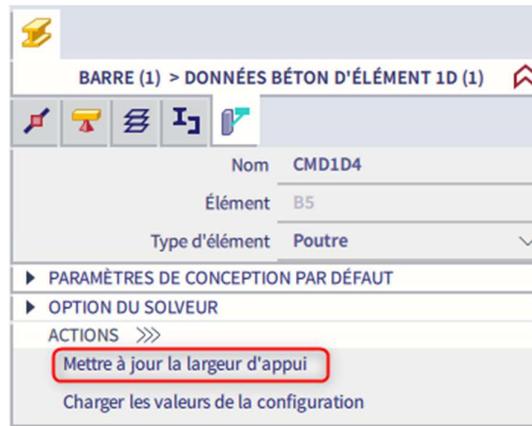
En utilisant la formule 5.9 (5.3.2.2 (4))



Dans SCIA Engineer, la largeur 't' utilisée pour la réduction du moment sur appuis peut être définie dans les propriétés de l'appui :



En bas des propriétés des données d'élément1D, un bouton « Mettre à jour la largeur d'appui » permet de recueillir tous les éléments liés ou les appuis de l'élément sélectionné et de lire leurs largeurs d'appui :



Largeur d'appui

	Nom	Position [m]	Largeur [m]	Réduction de l'effort tranchant	Réduction du moment
1	B1	0.000	0.400	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
2	B7	0.000	0.300	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Sb1	1.800	0.200	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

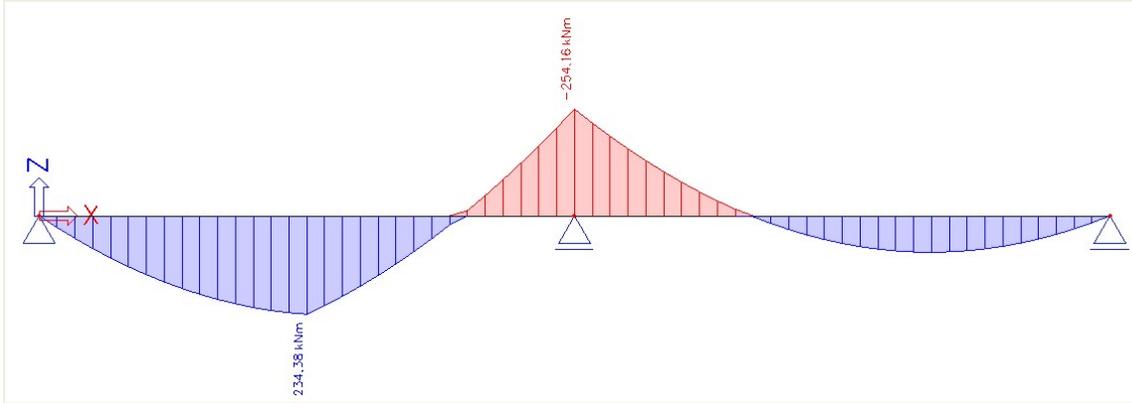
Note: la largeur d'appui est lue de la construction sans influence de l'angle Alpha

Reprendre déf... OK Annuler

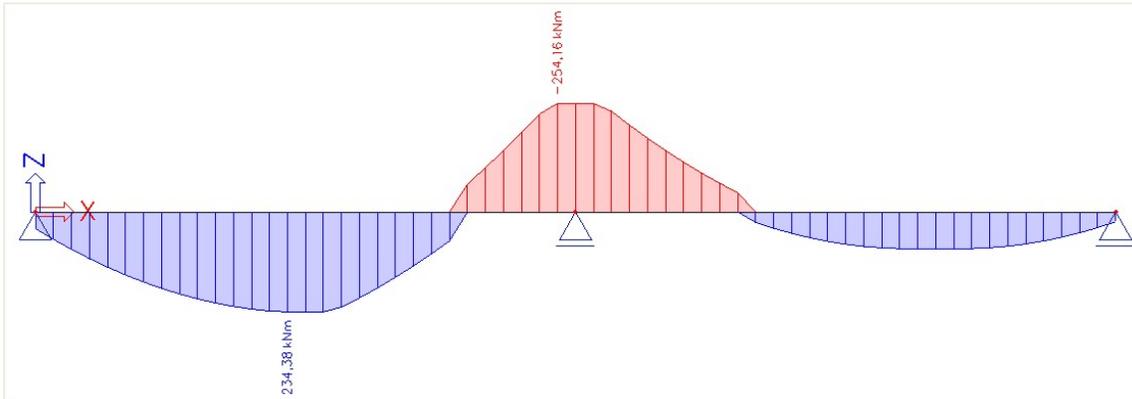
La réduction du moment aux appuis est illustrée dans l'exemple ci-dessous :

- $t = 0,2\text{m}$
- $F_{Ed, sup} = 477,5\text{kN}$
- $\Delta M_{Ed} = 477,5 \cdot 0,2 / 8 = 11,94\text{kN.m}$

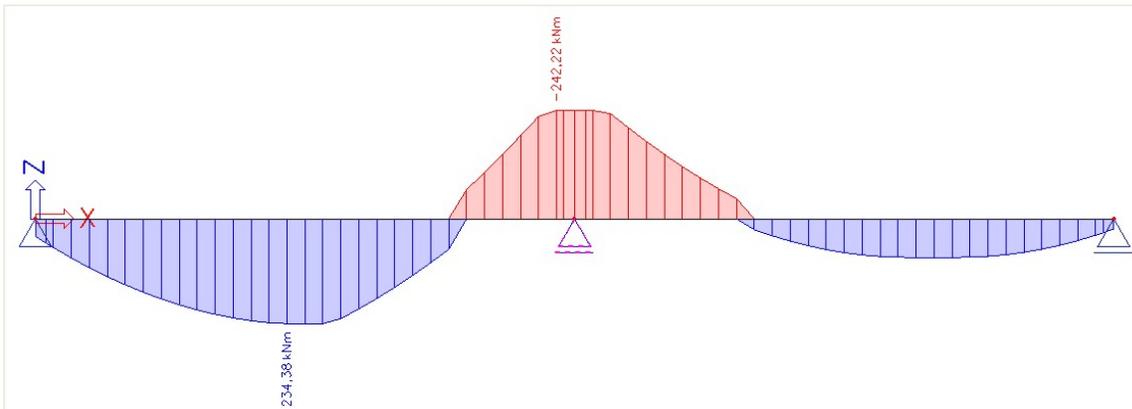
Le moment d'origine M_y à l'appui était de $254,16\text{kN.m}$:



Le moment recalculé montre clairement le décalage de la courbe de moment :



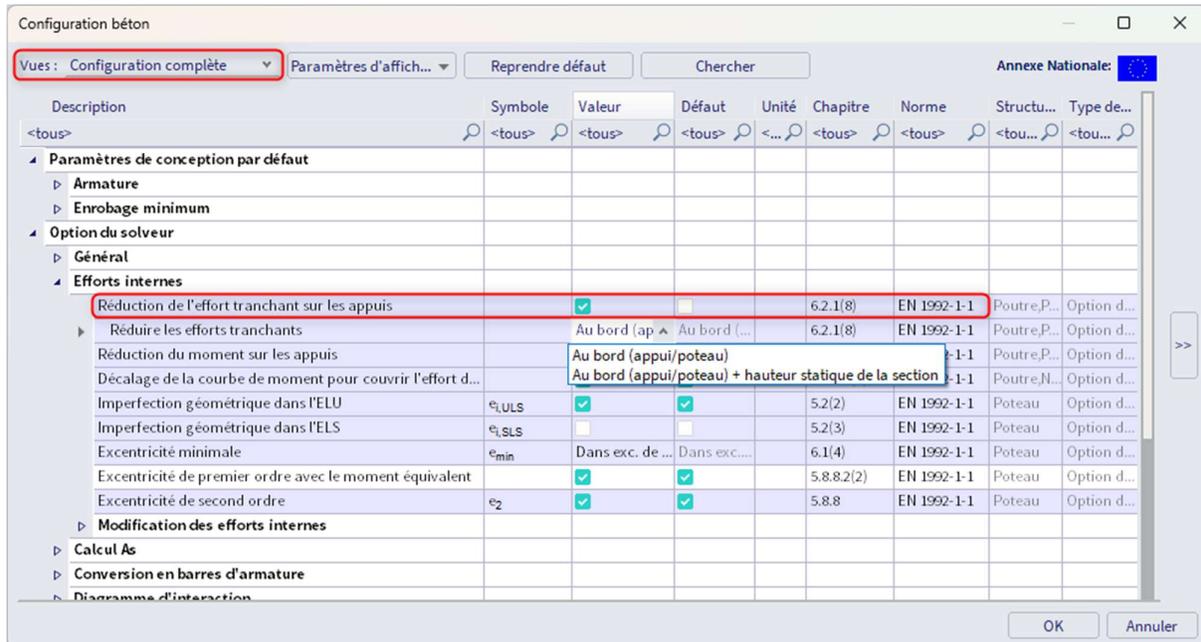
Avec la réduction du moment aux appuis prenant en compte le moment recalculé est de $242,22\text{kN.m}$:

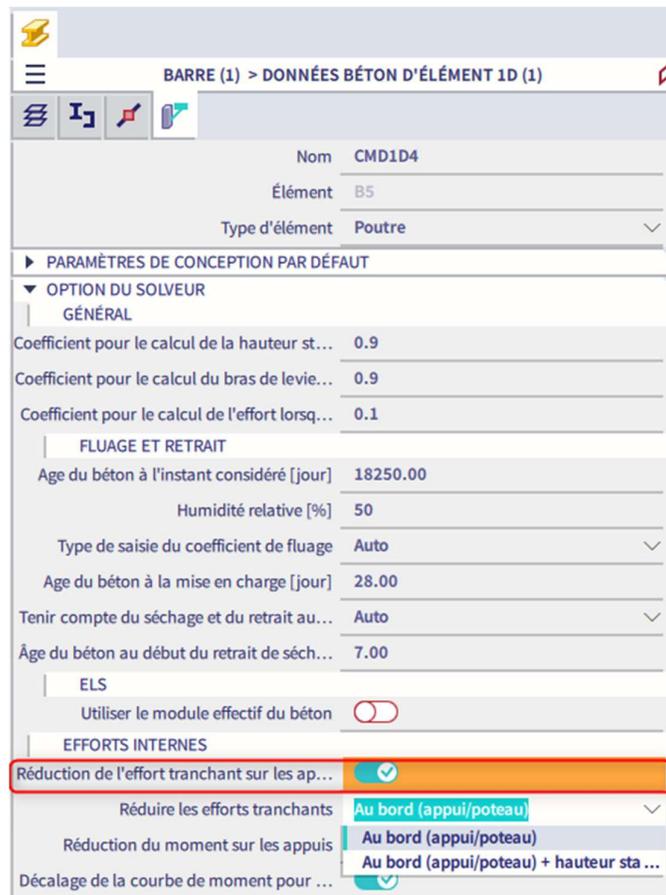


✚ Réduction de l'effort tranchant sur les appuis (art. 6.2.1 (8))

Dans le cas des éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, il n'y a pas lieu d'effectuer la vérification à l'effort tranchant à une distance au nu de l'appui inférieure à d . Il convient de maintenir les armatures d'effort tranchant requises jusqu'au droit de l'appui. Il convient également de vérifier que l'effort tranchant sur appui n'excède pas $V_{Rd,max}$.

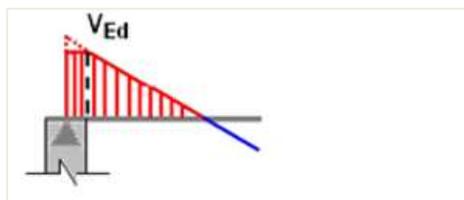
Dans SCIA Engineer, cette réduction de l'effort tranchant est pris en compte uniquement si l'option est activée dans la « Configuration béton » (pour la structure globale) ou dans les données d'élément 1D (individuellement par élément) :



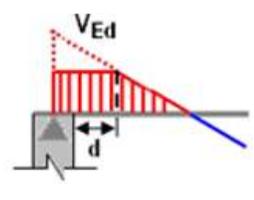


Il est possible de choisir le type de réduction des efforts tranchants au nu de l'appui ou à la distance d du nu de l'appui :

Au nu du poteau

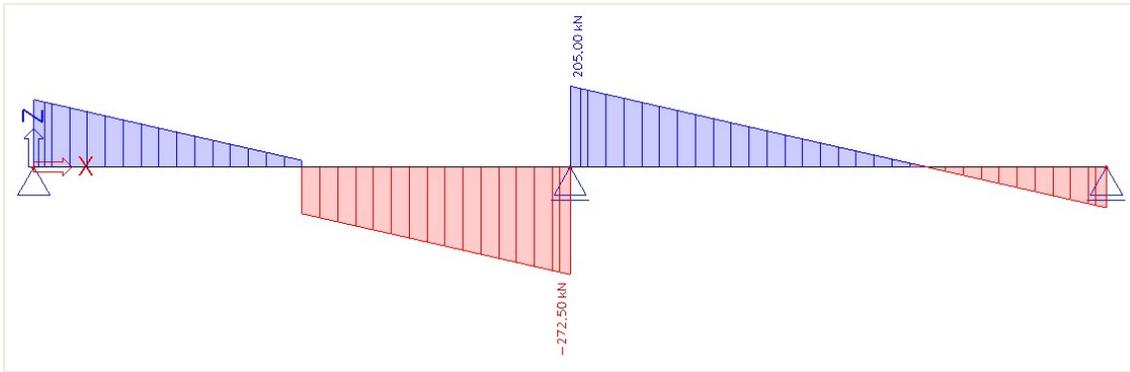


Au nu du Poteau + longueur efficace d de la section

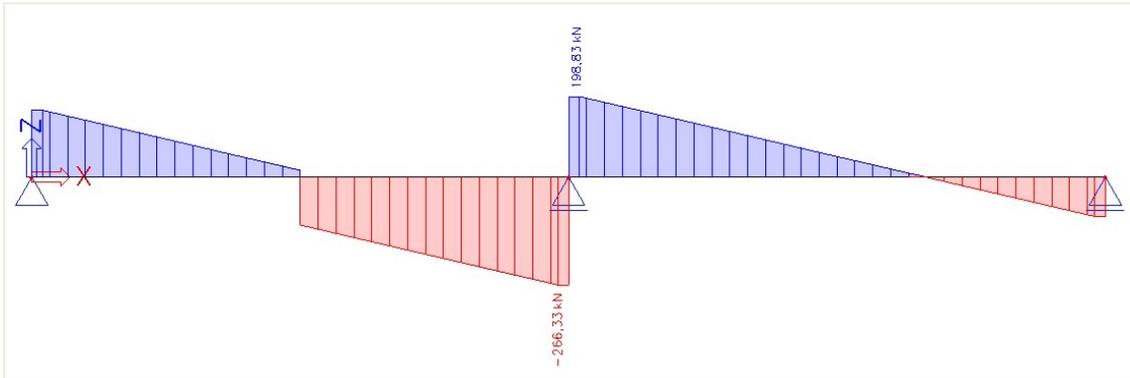


Aussi, pour la réduction des efforts tranchants, l'appui avec « t » est pris en compte, et provient des propriétés de l'appui ou des données d'élément 1D. La réduction des efforts tranchants aux appuis est illustrée pour notre exemple ci-dessous avec $t = 0,2\text{m}$.

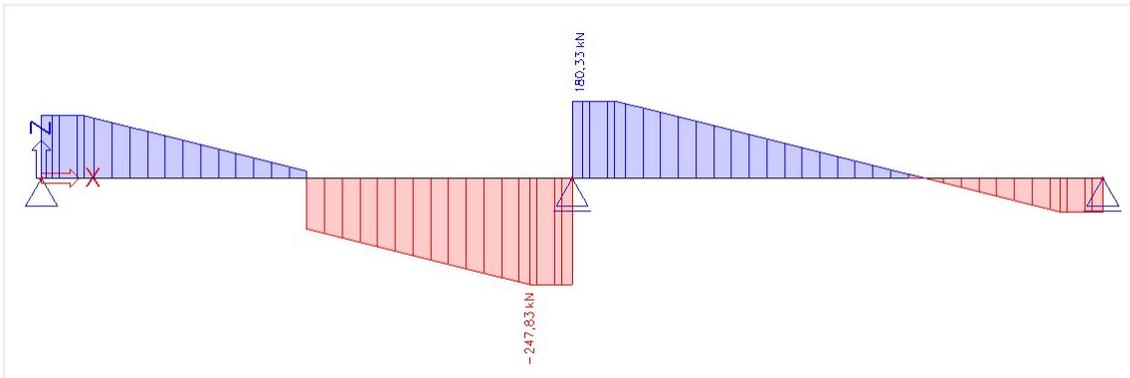
La première image affiche V_z d'origine :



La deuxième image montre la réduction au nu de l'appui :



La dernière image montre la réduction de la longueur efficace d depuis le nu :



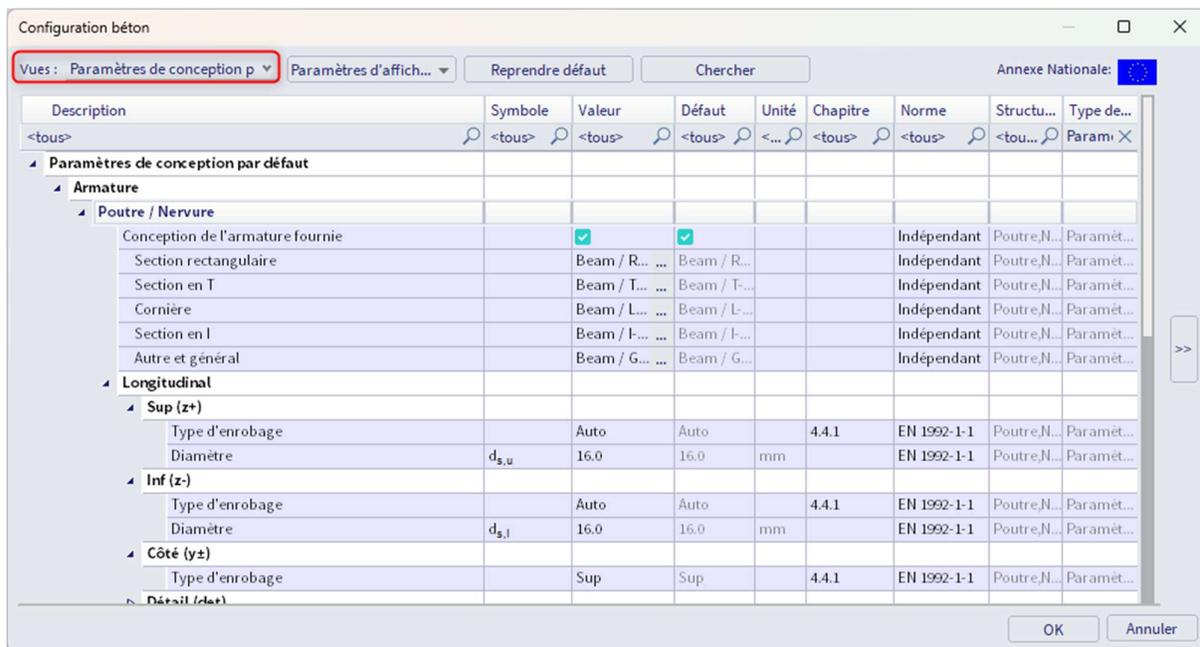
3.2.3 Ferrailage théorique

Configuration

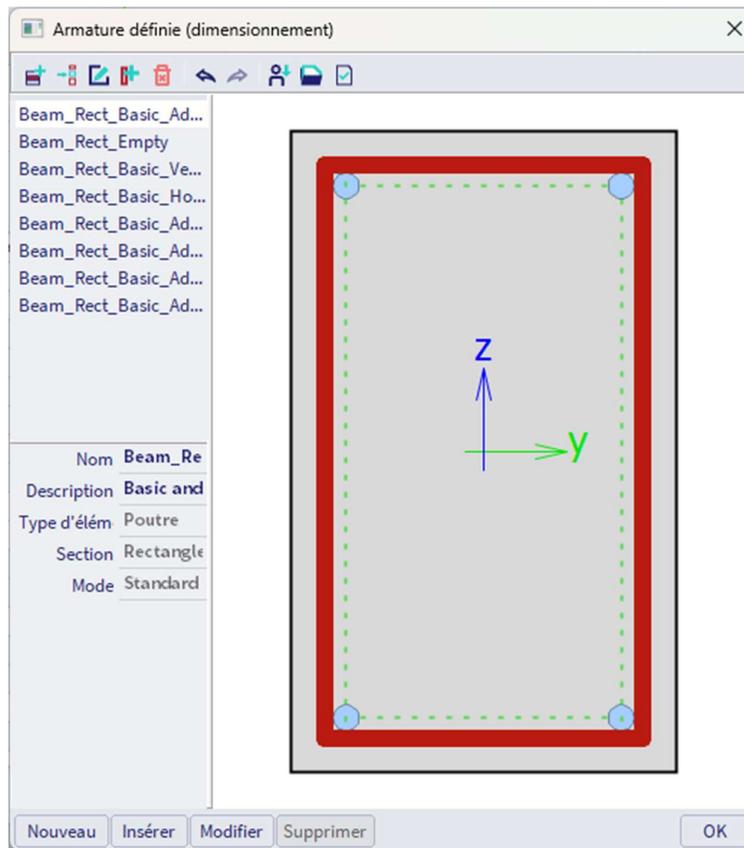
Le ferrailage théorique est calculé à partir des efforts internes recalculés. Il donne la quantité de ferrailage nécessaire pour résister aux efforts internes induits par les charges ELU. Comme il existe plusieurs possibilités pour calculer les poutres béton, le calcul du ferrailage théorique n'est pas obligatoire. Les utilisateurs expérimentés peuvent afficher directement le ferrailage pratique en vue d'effectuer les contrôles, cela dit cette approche théorique donne une bonne idée de ce à quoi le ferrailage pratique doit ressembler. Il y a deux types de ferrailage théorique :

- **Ferrailage requis** : le ferrailage requis est une valeur numérique (mm²) du ferrailage qui est nécessaire dans chaque section de la poutre.
- **Ferrailage défini** : le ferrailage défini est un modèle attribué à chaque poutre / poteau qui consiste en un ferrailage basique et un ferrailage additionnel.

La configuration du ferrailage théorique se trouve dans la « Configuration béton », dans les « Paramètres de conception par défaut ». Les modèles de ferrailage longitudinal et les étriers pour les différentes formes de poutre sont disponibles. L'enrobage béton peut être défini pour les faces supérieures, inférieures et latérales.



Divers modèles par défaut pour le ferrailage longitudinal et les étriers sont disponibles pour différents types de section (ferrailage défini). Ils peuvent être adaptés ou bien de nouveaux modèles peuvent être créés :

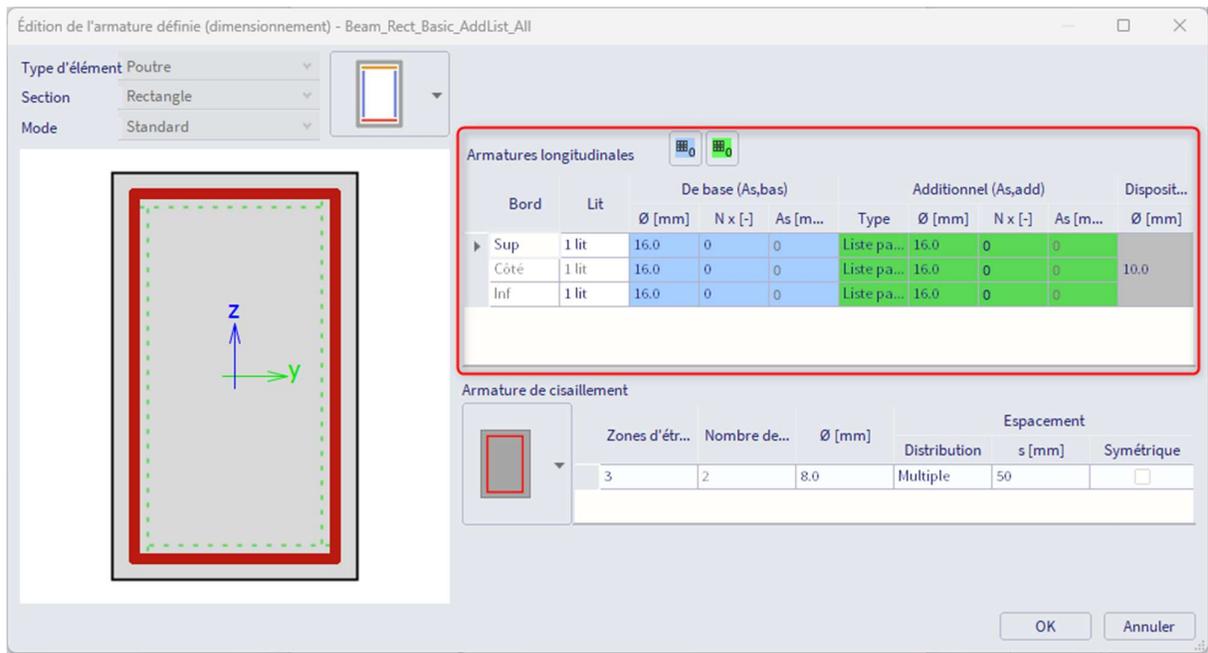


Ce modèle comporte du ferrailage basique, additionnel et d'effort tranchant. L'objectif est de comparer ces modèles avec le ferrailage requis, pour modéliser par la suite le ferrailage utilisateur, ou bien pour automatiquement le convertir en ferrailage utilisateur.

⇒ Ferrailage longitudinal

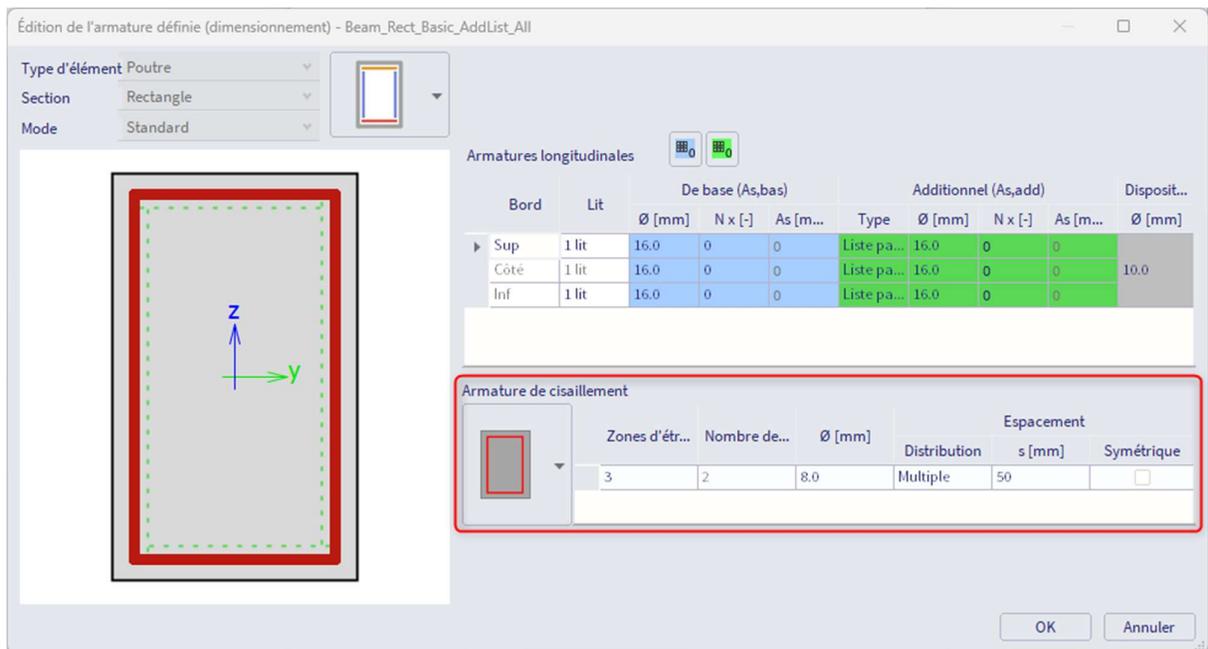
Le ferrailage de base est mis en place sur toute la longueur de la poutre. Le ferrailage additionnel n'est présent que dans les zones où le ferrailage basique n'est pas suffisant pour résister aux efforts internes (recalculés).

Pour le ferrailage additionnel, le choix peut être fait entre une liste de nombre de barres avec un diamètre fixe, ou une liste de diamètres avec un nombre fixe de barres. SCIA Engineer utilise la plus petite quantité de barres additionnels nécessaires ou bien positionne le maximum si ce modèle n'est toujours pas suffisant pour résister aux efforts internes (recalculés). En plus du ferrailage de base et du ferrailage additionnel, on peut également définir un diamètre pour les dispositions constructives. Ces armatures ne sont pas requises par le calcul mais nécessaire d'être ajoutées à la section pour remplir les conditions de dispositions constructives.



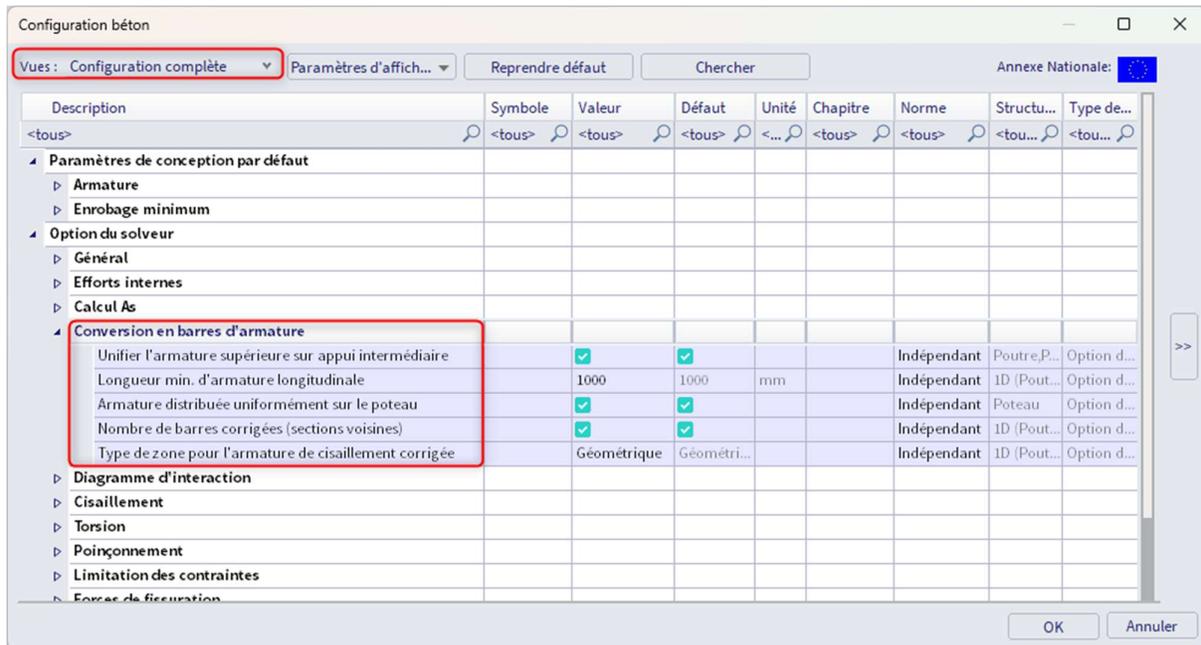
⇒ Ferrailage d'effort tranchant

Pour le ferrailage d'effort tranchant, le nombre de zones, le nombre de montants, le diamètre et l'espacement peuvent être définis. Pour l'espacement, on peut choisir entre : « multiple » et « défini par l'utilisateur ». « Multiple » signifie que l'espacement entre les étriers sera un multiple de cette valeur. « Défini par l'utilisateur » permet à l'utilisateur de définir lui-même les espacements qui peuvent être utilisés. SCIA Engineer sélectionnera automatiquement l'espacement en fonction de ce modèle et des paramètres généraux par défaut. L'option « Symétrique » permet à l'utilisateur de définir si les zones de chaque travée seront symétriques ou non.



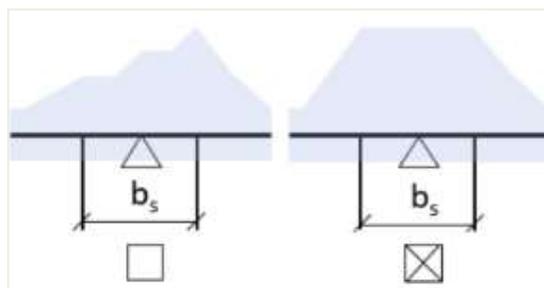
🔗 Configuration de la conversion en barres

La configuration de la conversion en barres se trouve dans la « Configuration béton », dans la « Configuration complète ». Différentes options sont disponibles :



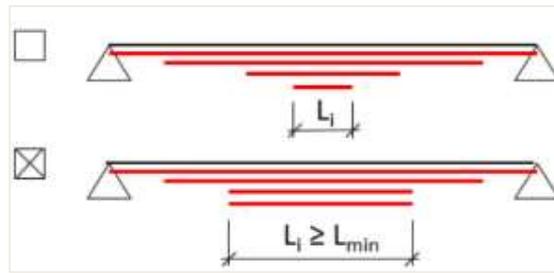
⇒ Unifier l'armature supérieure sur appui intermédiaire

Cette option permet d'unifier le nombre de barres en partie supérieure sur les appuis intermédiaires. Le nombre de barres maximum entre la face de gauche et la face de droite est pris en compte.



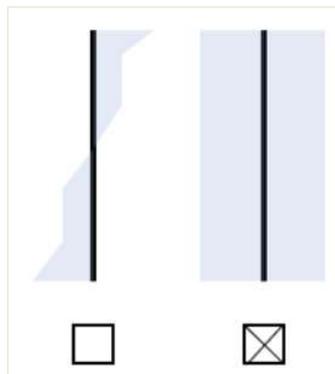
⇒ Longueur min. d'armature longitudinale

Cette option permet de définir une longueur minimale pour le ferrailage longitudinal.



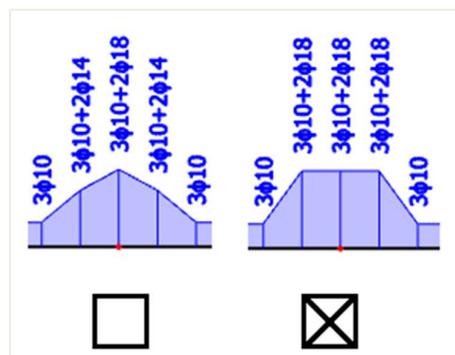
⇒ Armature distribuée uniformément sur le poteau

Cette option permet de répartir de manière uniforme le ferrailage sur toute la hauteur d'un poteau, avec prise en compte de la section maximale des côtés y et z.



⇒ Nombre de barres corrigées (sections voisines)

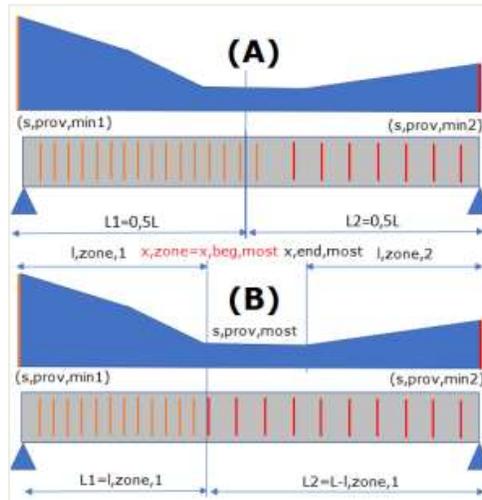
Le ferrailage additionnel est testé dans chaque section pour le nombre de barres et pour le diamètre dans les sections voisines. Si le ferrailage additionnel peut être réparti entre le ferrailage de base, le nombre de barres et le diamètre du ferrailage additionnel est augmenté pour remplir les conditions. La raison de cette correction du nombre de barres du ferrailage additionnel défini est d'avoir un ferrailage logique et symétrique dans toute la section le long de la poutre.



⇒ Type de zone pour l'armature de cisaillement corrigée

Aucun – les zones pour le ferrailage d'effort tranchant ne sont pas créées. La conversion du ferrailage défini en barres réelles n'est pas possible.

(A) Géométrique – L'élément est, pour chaque travée, divisée géométriquement en zones de même longueur.
 (B) Espacement - L'élément est, pour chaque travée, divisée en zones en fonction de l'espacement le plus fréquent.



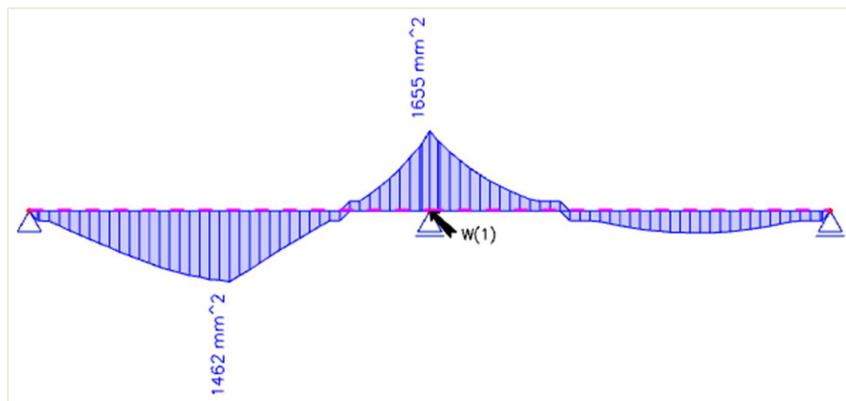
✚ **Calcul du ferrailage longitudinal A_s**

Le calcul du ferrailage longitudinal est basé sur $M_{y,recalc}$ représenté dans le chapitre précédent.

La seule chose qui reste à paramétrer dans la « Configuration béton » est la qualité du matériau et le diamètre par défaut :

- La qualité du matériau est B500A. Elle peut être modifiée dans les « Paramètres du projet » ou dans les données d'élément 1D.
- Le diamètres par défaut est 16mm. Ce paramètres est pris égal à celui du ferrailage additionnel dans le modèle de ferrailage, ou dans les données d'élément 1D.

Avec ces paramètres, les résultats suivants sont obtenus :



L'image suivante présente la sortie brève :

Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{s,req,z+}$ [mm ²] $N_{o,req,z+}$	$A_{s,req,z-}$ [mm ²] $N_{o,req,z-}$	$A_{s,req,y+}$ [mm ²] $N_{o,req,y+}$	$A_{s,req,y-}$ [mm ²] $N_{o,req,y-}$	$A_{e,req}$ [mm ²]	$A_{swm,req}$ [mm ² /m] $N_{ow,req}$	$G_{l,req}$ [kg/m ³] $G_{w,req}$ [kg/m ³]	E/A/N
S2	2.500-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	0 -	1462 7.3ø16	0 -	0 -	1462	316 2ø8/318	76.5 10.7	W6
S2	7.250-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	0 -	262 1.3ø16	0 -	0 -	262	299 2ø8/337	13.7 10.1	W6
S2	5.000-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	1655 8.2ø16	0 -	0 -	0 -	1655	1460 2ø8/69	86.6 49.2	W6

On peut aussi demander une sortie standard ou détaillée dans laquelle vous trouverez davantage d'informations concernant les paramètres utilisés dans le calcul, par exemple :

- d : bras de levier du ferrailage

$$d = h - \text{enrobage} - \Phi_{\text{étrier}} - \frac{\Phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$d = 500 - 35 - 8 - \frac{16}{2}$$

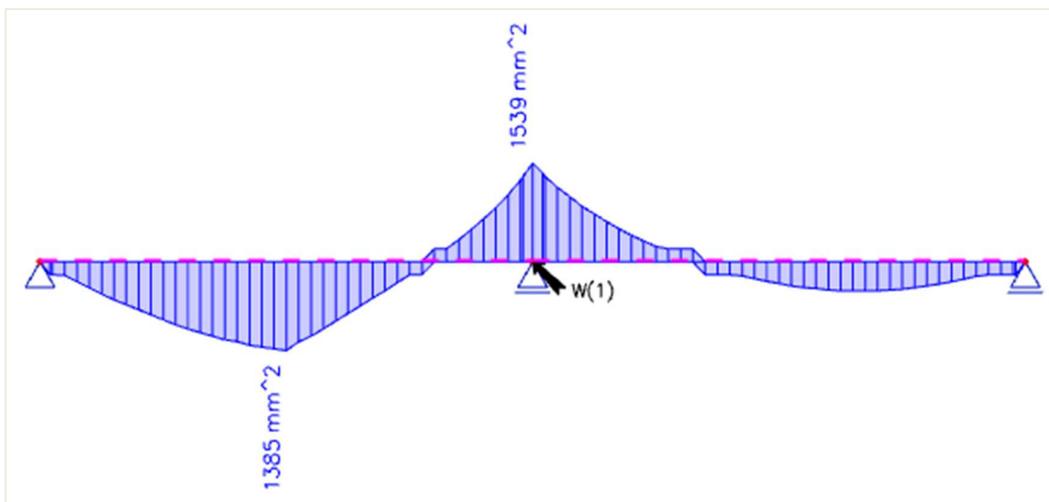
$$d = 449\text{mm}$$

L'enrobage est défini par la classe d'environnement et est de 35mm pour XC3.

- Les seuls efforts internes sur cette poutre sont M_{yd} . N_d et T_d sont égaux à 0.
- $A_{sy,req} = 0$ car il n'y a pas de torsion dans cette poutre.

A noter que les dispositions constructives sont désactivées. Sinon aucun ferrailage de $\Phi = 16\text{mm}$ ne pouvait être proposé, puisque les dispositions constructives n'auraient pas satisfait les distances minimales entre barres.

Si le diamètre par défaut est de 20mm, on obtient les résultats suivants :



Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{s,req,z+}$ [mm ²] $N_{\sigma,req,z+}$	$A_{s,req,z-}$ [mm ²] $N_{\sigma,req,z-}$	$A_{s,req,y+}$ [mm ²] $N_{\sigma,req,y+}$	$A_{s,req,y-}$ [mm ²] $N_{\sigma,req,y-}$	$A_{e,req}$ [mm ²]	$A_{swm,req}$ [mm ² /m] $N_{\sigma w,req}$	$G_{l,req}$ [kg/m ³] $G_{w,req}$ [kg/m ³]	E/A/N
S2	2.500-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	0 -	1385 4.4ø20	0 -	0 -	1385	304 2ø8/331	72.5 10.2	W6
S2	1.625-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	0 -	1103 3.5ø20	0 -	0 -	1103	300 2ø8/335	57.7 10.1	W6
S2	5.000-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	1539 4.9ø20	0 -	0 -	0 -	1539	1364 2ø8/74	80.6 46.0	W6

Si on regarde ces résultats d'un peu plus près, on peut voir que la valeur de $A_{s,req}$ a également été modifiée.

C'est parce que le bras de levier d a diminué :

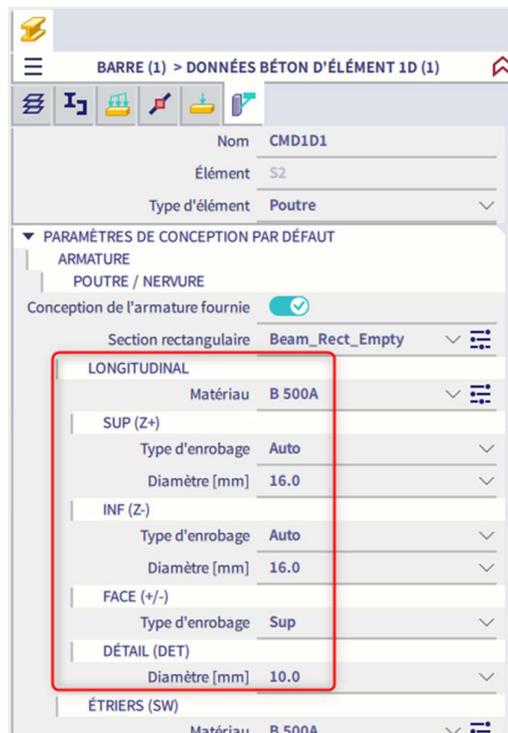
$$d = h - \text{enrobage} - \Phi_{\text{étrier}} - \frac{\Phi_{\text{longitudinal}}}{2}$$

$$d = 500 - 35 - 8 - \frac{20}{2}$$

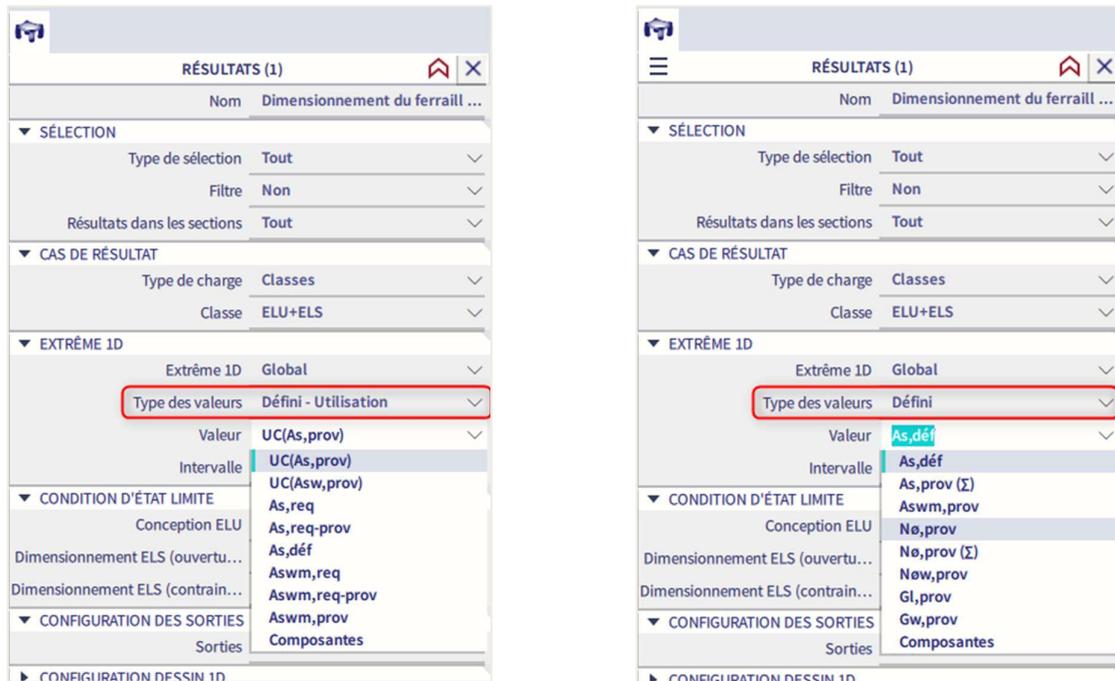
$$d = 447\text{mm}$$

Comme on peut le voir, le diamètre par défaut a également un léger effet sur la quantité de ferrailage requis, à cause du changement du bras de levier.

NB : dans les données d'élément 1D, on peut modifier le diamètre par défaut pour la barre pour laquelle ces données sont assignées. Il est évident que les données d'élément 1D ont une priorité supérieure à la « Configuration béton ».



En plus de la section d'acier théorique, le contrôle unité (UC) peut également être visualisé et aussi la section de ferrailage $N_{\phi,prov}$ affichée en nombre et diamètre de barres.



Le ferrailage défini $A_{s,déf}$ donne la quantité de ferrailage ou en barres ($N_{\phi,prov}$), déterminé par le gabarit / modèle. Dans le type de valeurs « Requis – Non couvert », $\Delta A_{s,req} = A_{s,req} - A_{s,déf}$ correspond donc à la quantité de ferrailage qui doit être ajoutée au gabarit / modèle pour résister aux efforts internes (recalculés). Si $A_{s,déf} > A_{s,req}$, alors $\Delta A_{s,req} = 0$.

✚ Calcul du ferrailage d'effort tranchant A_{swm}

V_{Ed} = effort tranchant de calcul résultant des charges extérieures appliquées.

$V_{Rd,c}$ = effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant.

$V_{Rd,s}$ = effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité.

$V_{Rd,max}$ = valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression

En général, on a 3 cas distincts :

- $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ Défaillance de la bielle béton
- $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ Effort de cisaillement porté par le béton. Aucune armature de cisaillement nécessaire (armatures minimales selon les dispositions constructives).
- $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ et $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ Acier d'effort tranchant nécessaire pour que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

⇒ **Éléments ne nécessitant PAS d'armatures d'effort tranchant : $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ (art. 6.2.2)**

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

Avec un minimum de :

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

Où:

- f_{ck} = résistance caractéristique à la compression du béton [MPa]
- k = coefficient de taille: $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2,0$ (avec d en mm)
- ρ_l = ratio de ferrailage longitudinal: $\rho_l = A_{sl}/b_w d \leq 0,02$
- b_w = plus petite largeur de la section dans la zone tendue [mm]
- σ_{cp} = contrainte de compression du béton due au chargement: $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$ [MPa]
- d = hauteur utile de la section

La valeur recommandée de $C_{Rd,c}$ est $0,18/\gamma_c$, celle pour k_1 est de $0,15$ et celle pour v_{min} est donnée par l'expression:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$

L'effort tranchant V_{Ed} , calculé sans réduction par β , doit toujours satisfaire la condition:

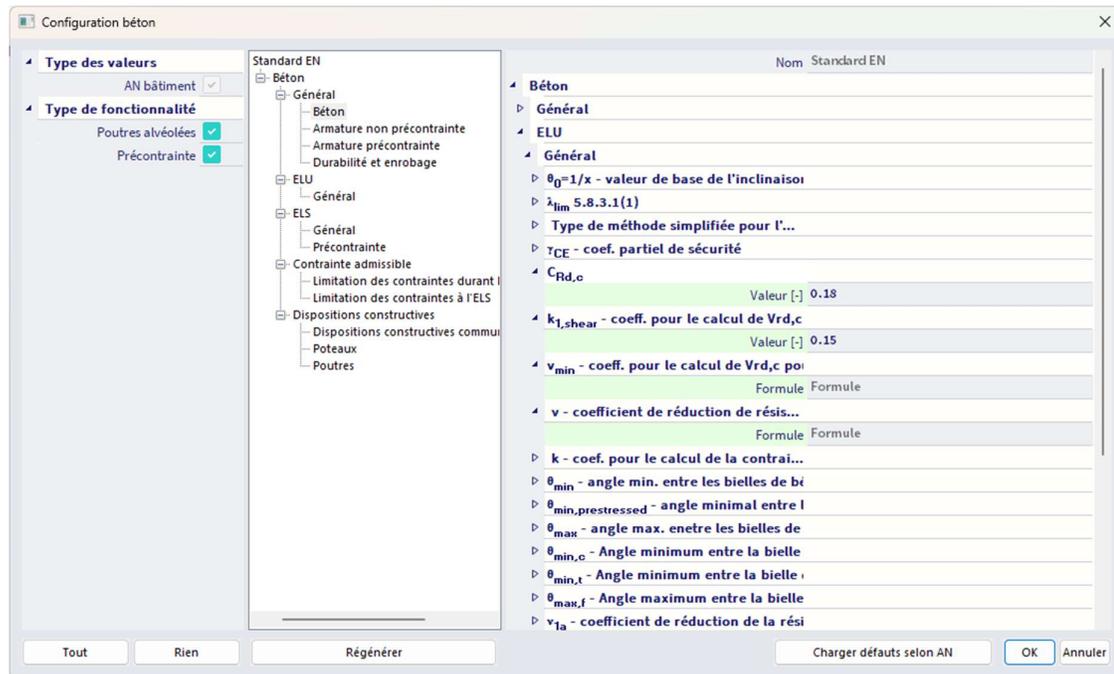
$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

Dans laquelle v est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement.

La valeur recommandée pour v est:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (6.6N)$$

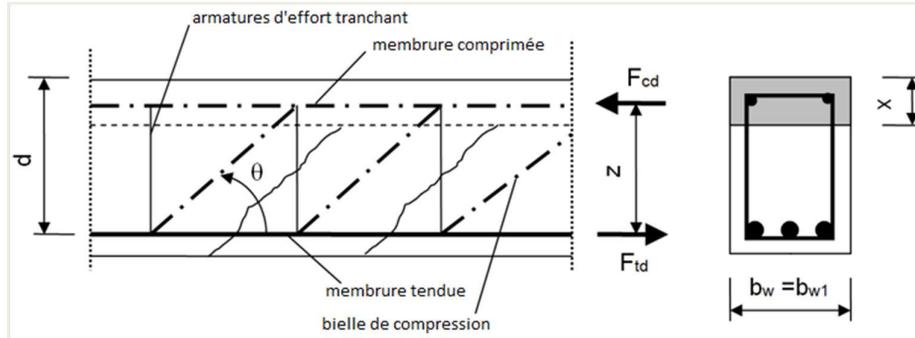
Dans SCIA Engineer, il est possible de définir les paramètres suivants :



Note : les valeurs en vert sont conformes à la norme EC.

⇒ **Éléments nécessitant des armatures d'effort tranchant : $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ (art. 6.2.3)**

Le calcul des éléments comportant des armatures d'effort tranchant est basé sur la théorie d'un modèle treillis béton. Dans cette théorie, un modèle treillis virtuel est imaginé dans la poutre béton. Ce modèle treillis est composé d'éléments verticaux (ou légèrement en biais), horizontaux et de diagonales. Les barres verticales sont considérées comme des épingles, les barres horizontales sont les armatures longitudinales et les diagonales sont les bielles béton.

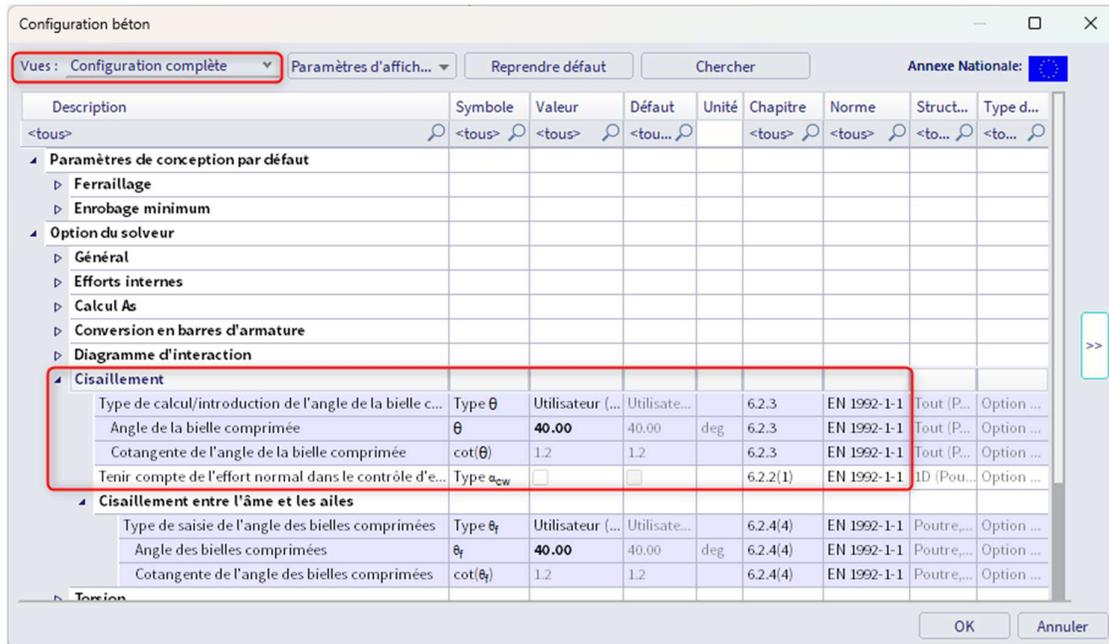


L'angle θ doit être limité.

Les limites recommandées de $\cot \theta$ sont données:
 $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

(6.7N)

L'angle θ peut être inséré dans SCIA Engineer:



Pour les éléments avec armatures verticales d'effort tranchant, la résistance au cisaillement V_{Rd} est la plus petite valeur entre:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

(6.8)

et

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

Où:

- A_{sw} = section de l'armature d'effort tranchant
- s = espacement des étriers
- f_{ywd} = limite d'élasticité de calcul du ferrailage d'effort tranchant
- v_1 = coefficient de réduction de résistance pour le béton fissuré en cisaillement
- α_{cw} = coefficient prenant en compte l'état de contraintes dans la membrure comprimée

La valeur recommandée de v_1 est v (cf Expression 6.6N)

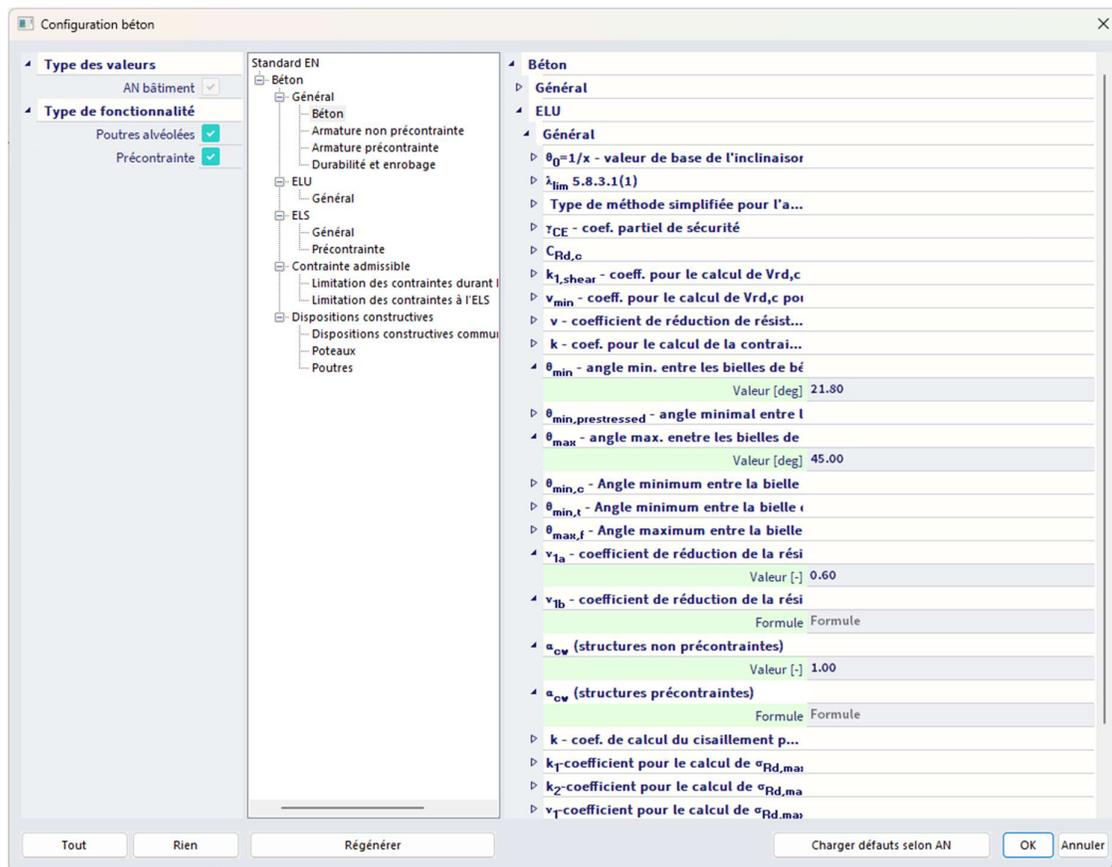
Si la contrainte de calcul de l'armature d'effort tranchant est inférieure à 80% de la limite d'élasticité caractéristique f_{yk} , alors v_1 peut être pris égale à :

$$v_1 = 0,6 \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN)$$

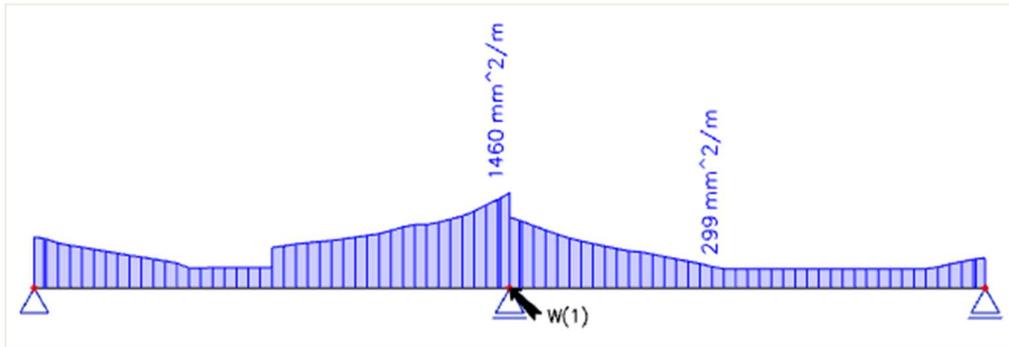
$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{for } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN)$$

La valeur recommandée de α_{cw} est de 1 pour les structures non-précontraintes.

Ces paramètres liés à la norme se trouvent dans la « Configuration béton » :



Si nous revenons à notre exemple dans SCIA Engineer, nous trouvons le $A_{swm,req}$ suivant pour la poutre:



Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{swm,req}$ [mm ² /m]	E/A/N
S2	7.250-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	299	W6
S2	5.000-	ULS	CS1 - RECT (500; 300)	1460	W6

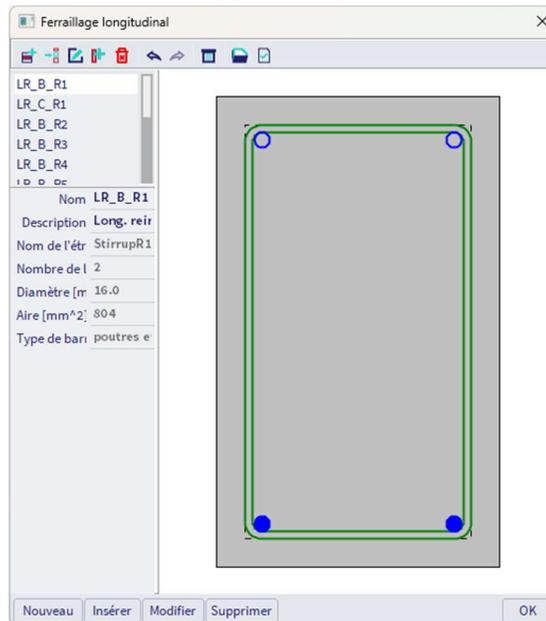
La valeur maximale de 1460mm² correspond à deux sections d'étriers de $\phi = 8$ mm tous les 69mm.

3.2.4. Ferrailage pratique

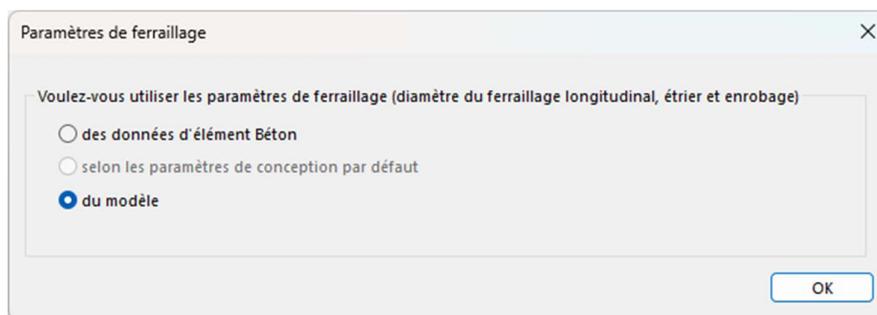
Passons maintenant au ferrailage pratique. Ce ferrailage permet de définir un ferrailage localement sur la barre.

Avec le calcul théorique, nous avons demandé où le ferrailage est nécessaire. Cela nous permet de saisir manuellement le ferrailage pratique en ajoutant un nouveau ferrailage sur toute la poutre en cliquant sur « Ferrailage élément 1D ».

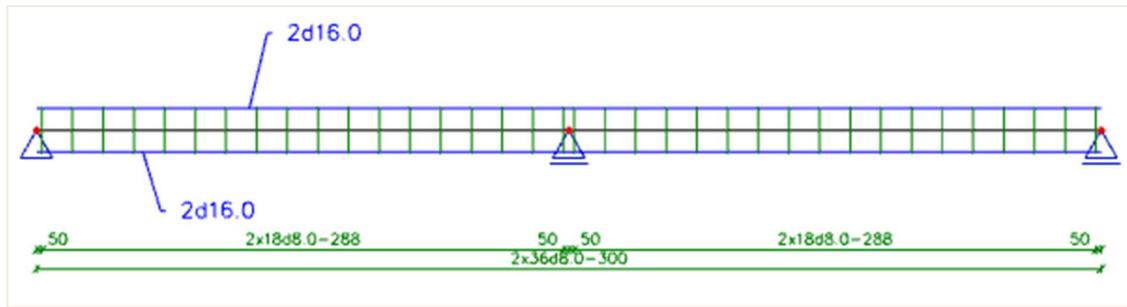
Nous pouvons tout d'abord sélectionner un gabarit pour le ferrailage longitudinal :



Ensuite, nous devons choisir d'où proviennent les paramètres de ferrailage :

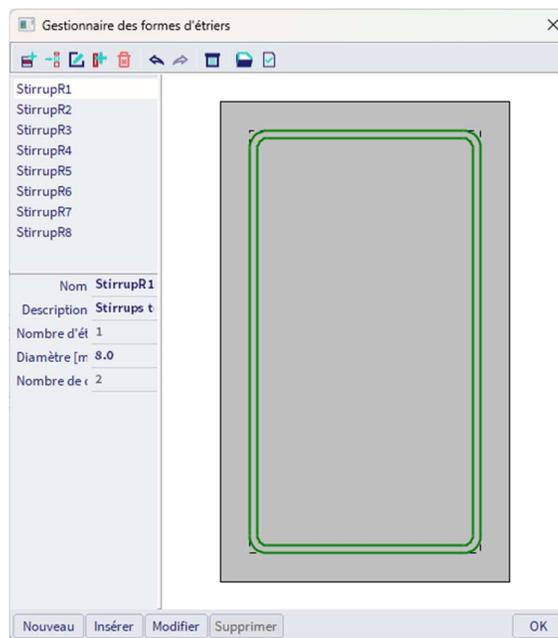


Le ferrailage pratique est présenté graphiquement à l'écran :

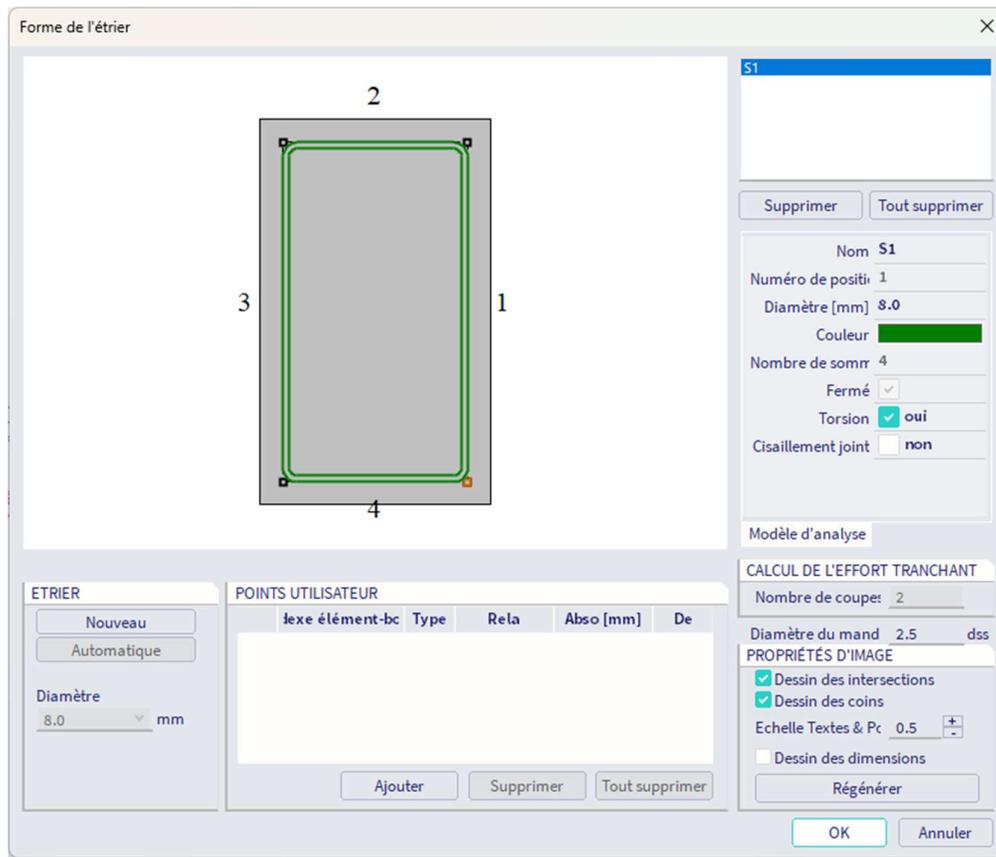


Il est possible d'ajouter localement de nouveaux étriers ou de nouvelles barres longitudinales.

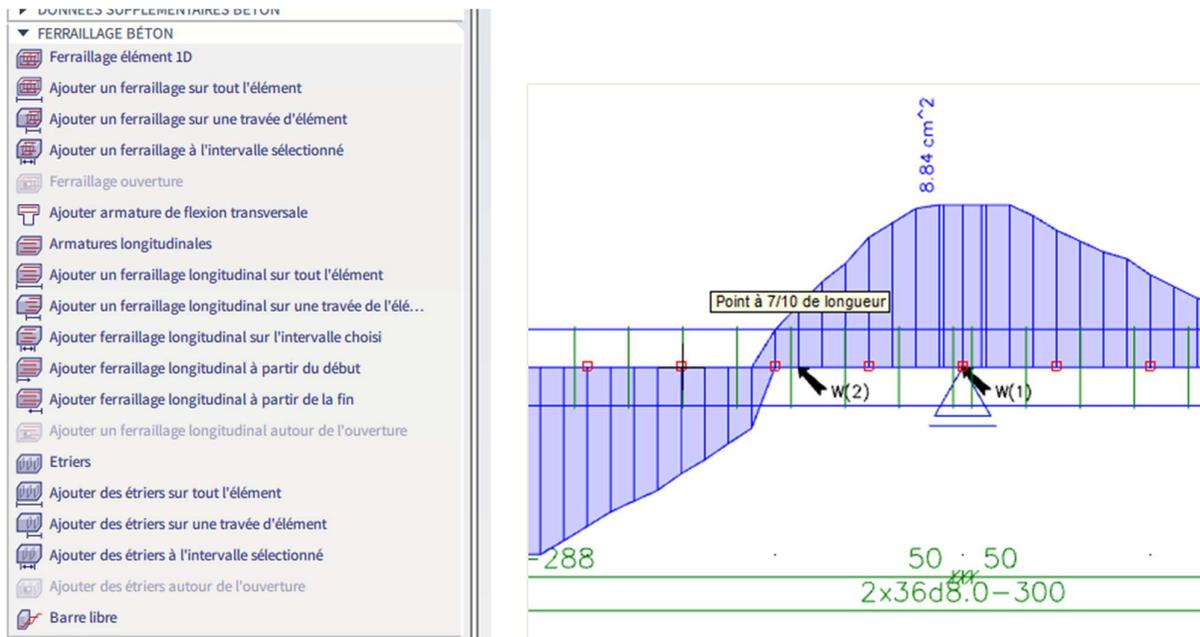
Pour les étriers, nous pouvons sélectionner une certaine forme :



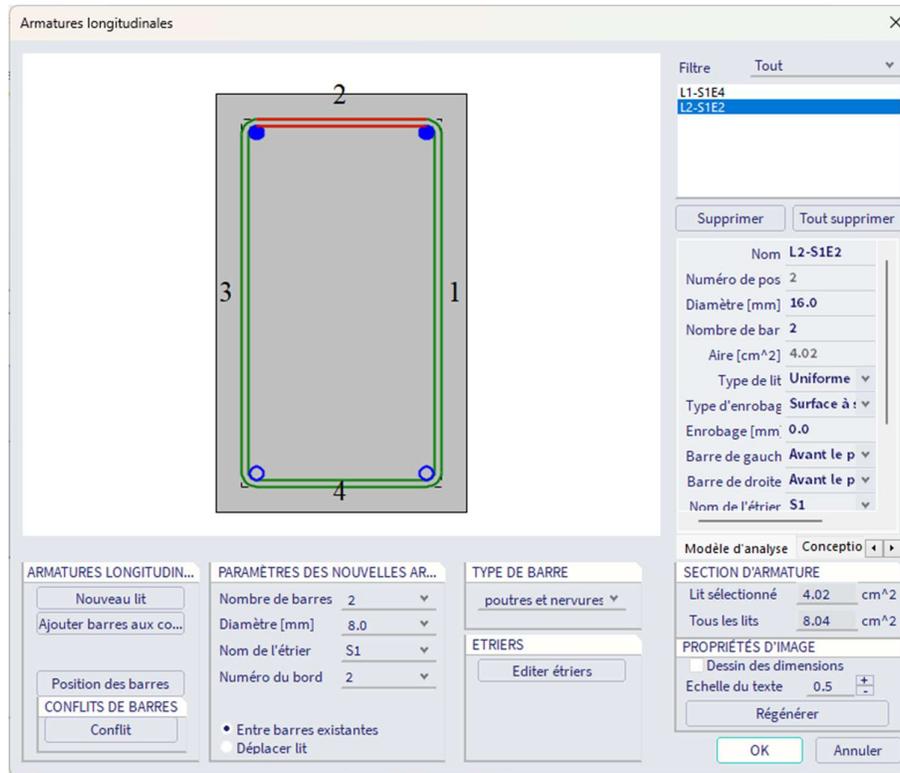
La forme des étriers peut être éditée ou une nouvelle forme peut être créée. C'est pourquoi des points utilisateurs peuvent être ajoutés.



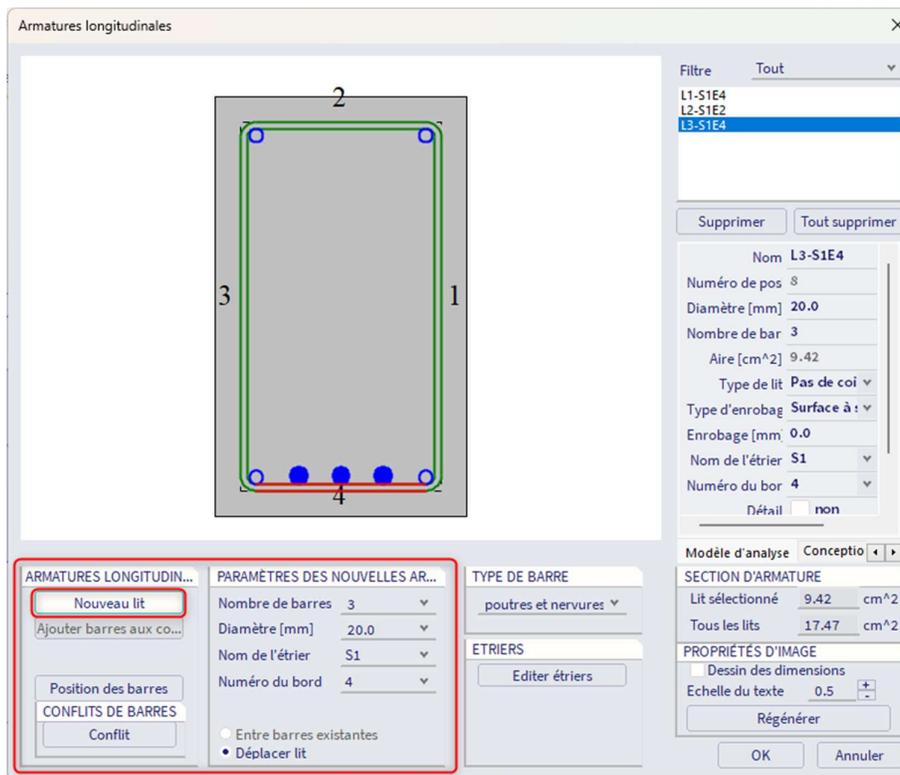
Pour le ferrailage longitudinal, nous pouvons définir très précisément où le ferrailage pratique doit être saisi :



La zone sélectionnée de l'élément peut être modifiée dans le panneau de propriétés ou bien par le menu Bibliothèque / Béton, ferrailage / Bibliothèque ferrillages longitudinaux :



Ici, peut être définie sur quelle face, le ferrailage doit être ajouté :

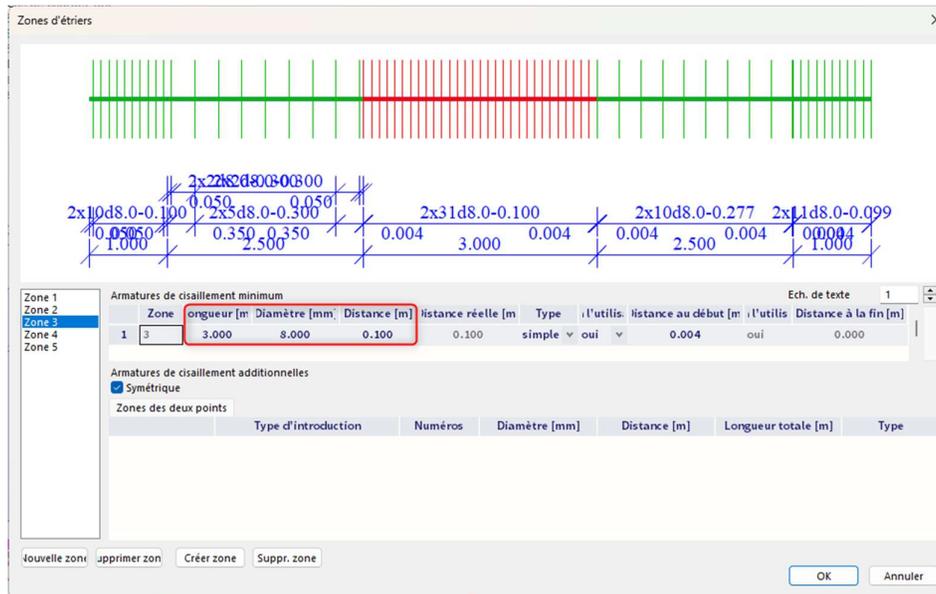


Pour des raisons de simplification, nous allons ajouter 3 barres de 20mm partout sur la poutre où un ferrailage supplémentaire est demandé. Cela pourrait bien entendu être plus détaillé et plus précis.

La même procédure sera répétée pour le ferrailage supérieur sur appuis.

Aussi, le ferrailage d'effort tranchant doit être augmenté dans les zones sur appuis. Cela peut se faire au augmentant le diamètre des étriers ou en diminuant la distance entre étriers.

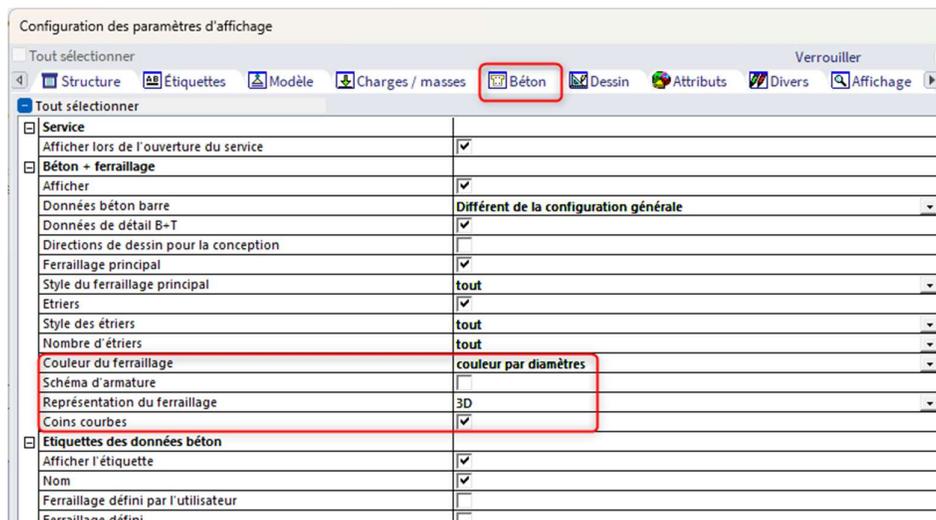
Différentes zones d'étriers peuvent être créées :



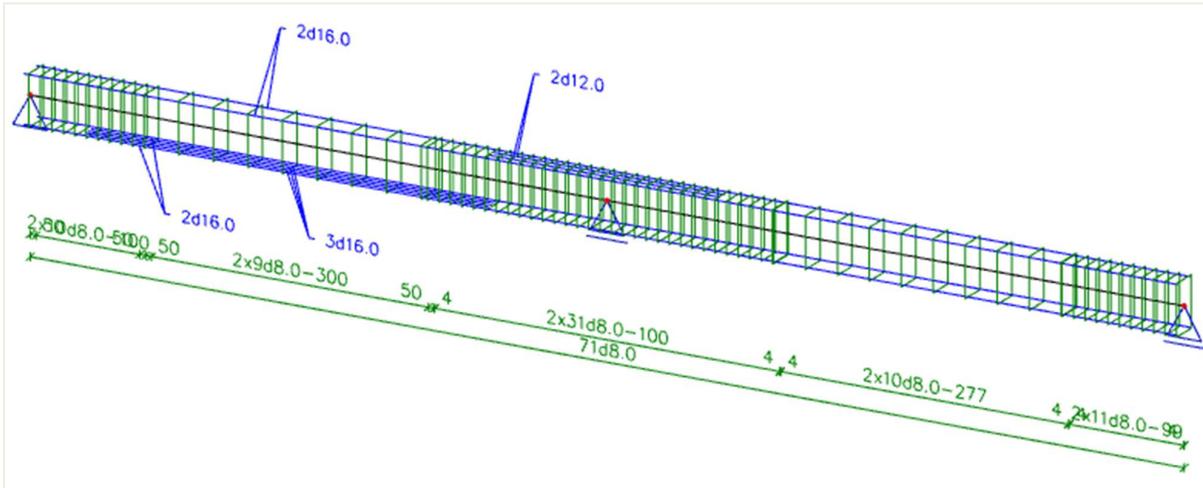
Pour vérifier que le ferrailage d'effort tranchant est suffisant, un contrôle en capacité doit être effectué. Cela sera expliqué dans le prochain chapitre.

En sélectionnant le ferrailage, il est toujours possible de modifier les paramètres par la suite via la fenêtre de propriétés.

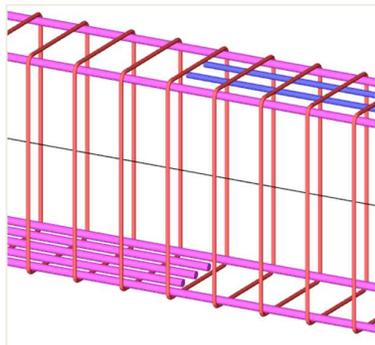
Dans les paramètres de vue, il est possible d'avoir une représentation 3D du ferrailage :



Le ferrailage pratique complet est présenté sur la poutre ci-dessous :



En zoomant, on peut voir la représentation 3D :

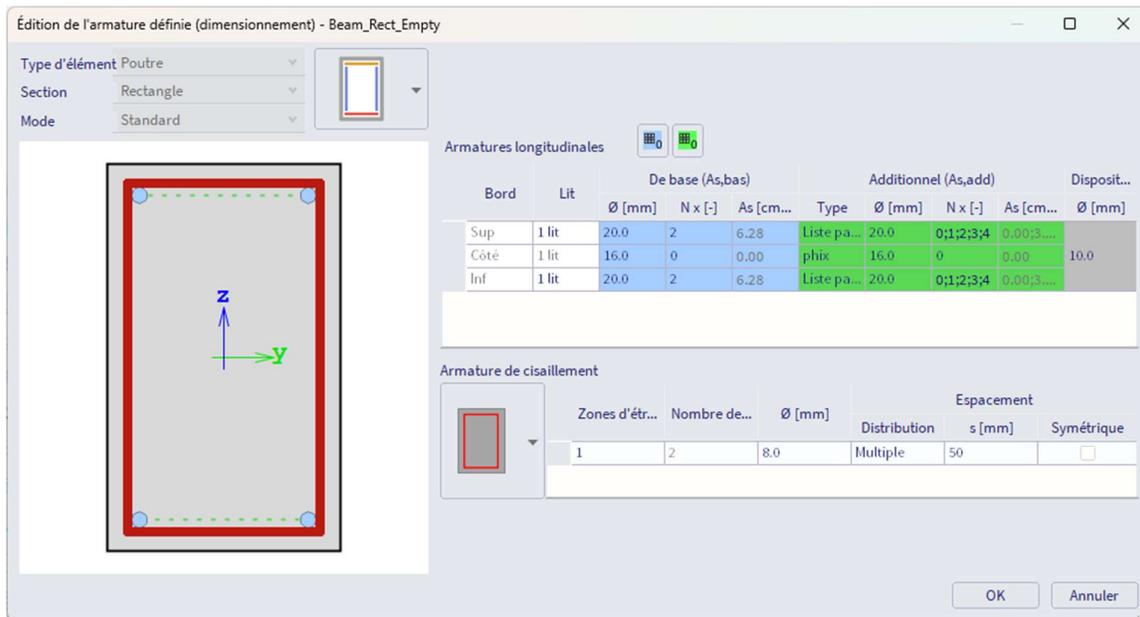


3.2.5. Conversion du ferrailage théorique en ferrailage pratique

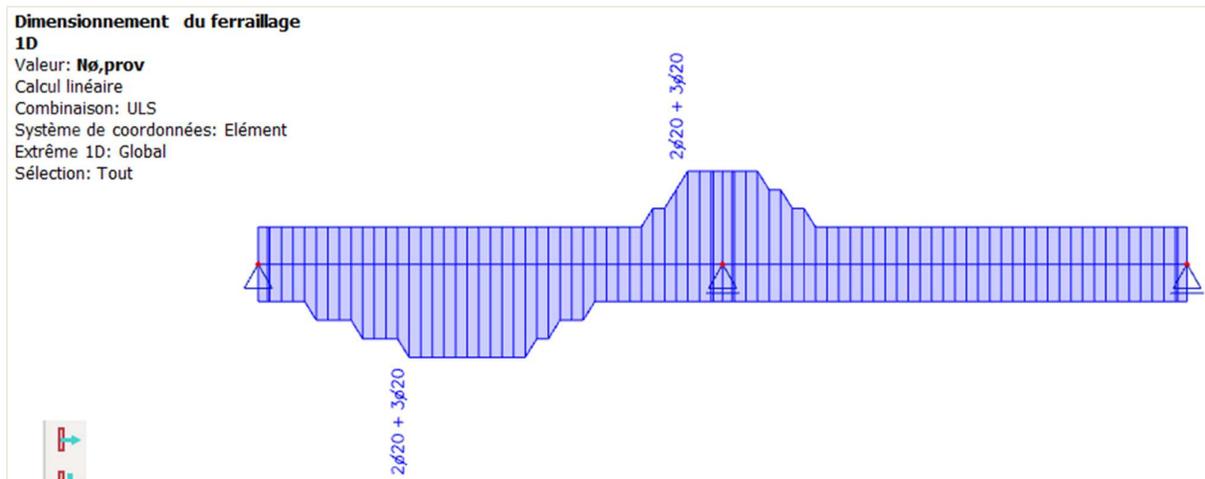
Depuis SCIA Engineer v19, il est également possible de convertir un ferrailage théorique en un ferrailage pratique. Comme mentionné précédemment, il y a deux types de ferrailage théoriques : le **ferrailage requis** (= mm² nécessaires dans chaque section de la barre) et le **ferrailage défini** (= gabarit de ferrailage avec différentes quantités de ferrailage additionnel possible). Il est possible de convertir uniquement le ferrailage défini en ferrailage pratique (= utilisateur).

Prenons l'exemple correspondant.

Le gabarit de ferrailage défini est le suivant :



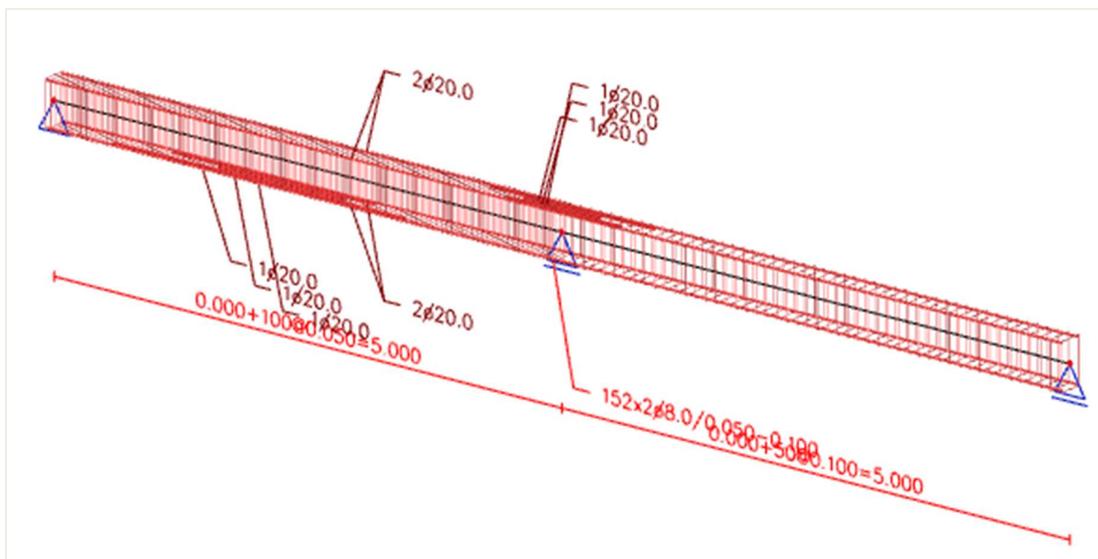
Dans la fenêtre « Dimensionnement du ferrailage 1D », affichez la valeur $N_{\phi,déf}$. C'est le ferrailage défini qui sera converti en ferrailage pratique.



Cliquez ensuite sur l'action « Convertir en barres réelles » :



Le ferrailage suivant est alors généré :



Le ferrailage pratique est ajouté comme une « Donnée d'armatures ». Vous pouvez éditer le ferrailage en le sélectionnant et en cliquant sur l'action « Éditer le ferrailage » :

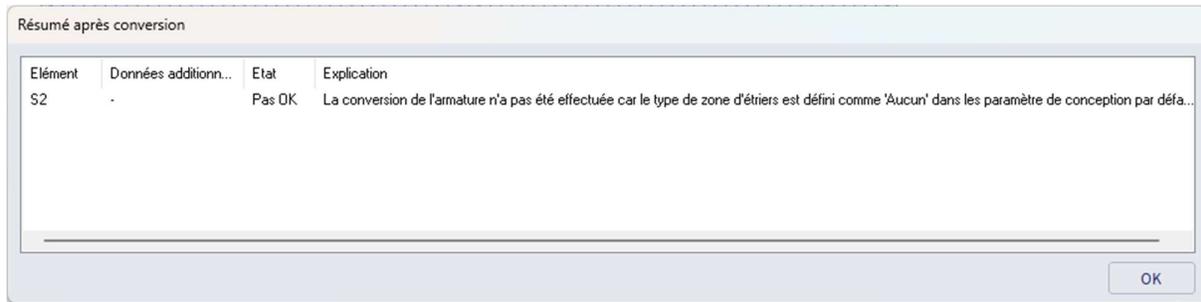


Les différentes parties du ferrailage qui doivent être éditées peuvent maintenant être sélectionnées. Le diamètre, le nombre de barres, la longueur, l'espacement, ... peuvent être modifiés dans la fenêtre de propriétés.

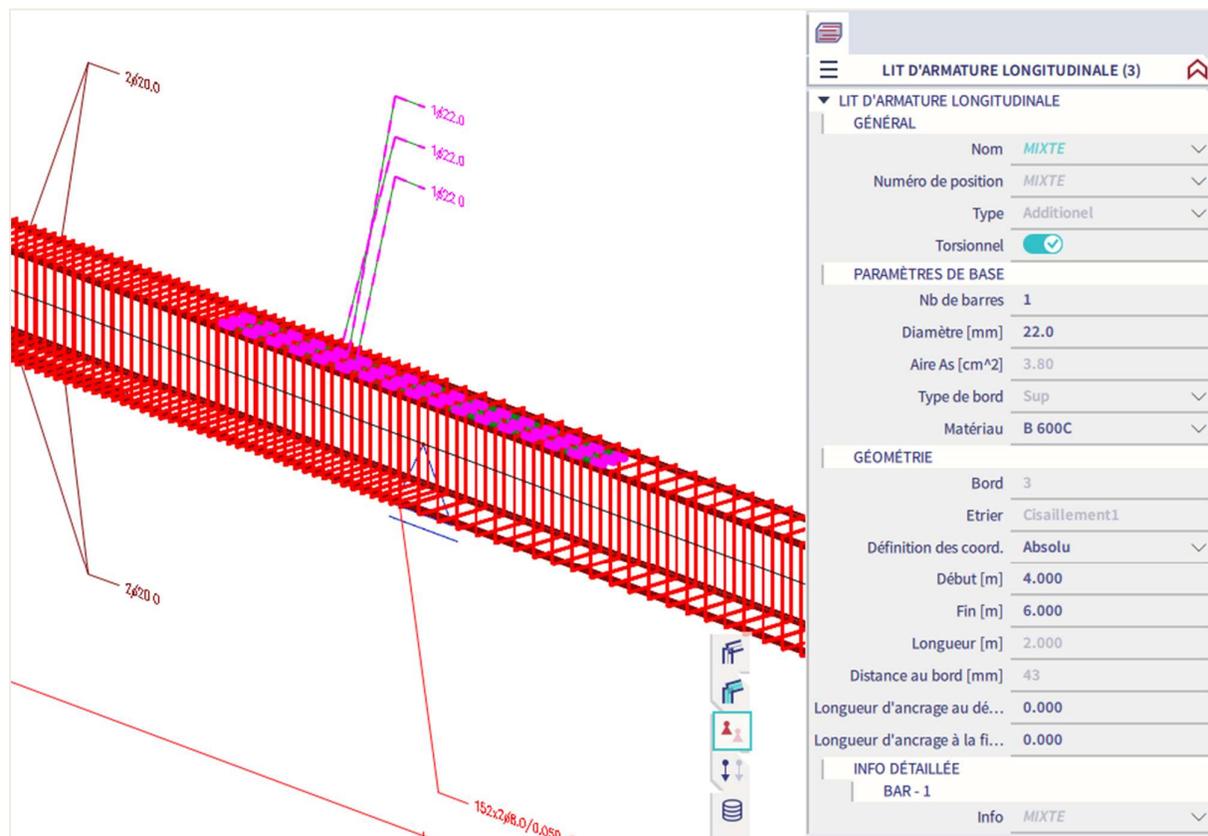
NB :

Lors de la conversion, il se peut que le message ci-dessous s'affiche : « La conversion de l'armature n'a pas été effectuée car le type de zone d'étriers est défini comme « Aucun » dans les paramètres de conception par défaut ».

Cela est dû au fait que l'option « Aucun » est sélectionnée pour le paramètre « Type de zone pour l'armature de cisaillement corrigée » dans la « Configuration Béton » par défaut.



Dans l'exemple, nous pouvons augmenter la longueur et le diamètre des aciers longitudinaux supérieurs partiels :



3.2.6. Contrôles

Dans SCIA Engineer, les contrôles peuvent être effectués de trois manières différentes:

1. Avec un ferrailage pratique saisi sur l'élément, les contrôles peuvent être faits un par un pour toutes les sections de cet élément
2. Avec un ferrailage pratique saisi sur l'élément, les contrôles d'ensemble ELU et ELS peuvent être faits pour une section donnée de l'élément avec l'outil "Contrôles de section".
3. Sans ferrailage pratique, les contrôles d'ensemble ELU et ELS peuvent être faits pour une section spécifique de l'élément avec l'outil « Contrôles de section ». Le ferrailage sera alors ajouté localement dans l'outil « Contrôles de section » pour pouvoir effectuer les différentes vérifications.

Tout d'abord, vous avez un aperçu des données utilisées pour les contrôles:

- **Efforts internes:** affichage des valeurs caractéristiques et de calcul
- **Élancement:** détermination de la nécessité de la prise en compte des effets du second ordre (pour les éléments de type 'poteau')
- **Rigidité:** affichage des valeurs EA, EI_y et EI_z

Les contrôles disponibles à l'ELU sont les suivants :

- **Contrôle en capacité:** pour l'interaction N- M_y - M_z – basée sur la résistance calculée à partir du diagramme d'interaction
- **Réponse en capacité:** basée sur le contrôle des contraintes et des déformations ultimes pour l'interaction N- M_y - M_z
- **Contrôle en cisaillement et en torsion**
- **Contrôle de l'interaction du cisaillement, torsion, flexion et effort normal**

Les contrôles disponibles à l'ELS sont les suivants :

- **Limitation des contraintes** (pour le béton comme pour le ferrailage)
- **Ouverture de fissures avec limitation**
- **Simple vérification de flèche:** basée sur le calcul du rapport des rigidités, sans besoin de calculer la CDD (Code Dependant Deflection = Flèche selon la norme)

Les contrôles de réponse en capacité et en cisaillement + torsion, doivent être corrects si aucun ferrailage additionnel n'est requis.

Cela dit, ces contrôles donne d'intéressantes informations sur l'efficacité du ferrailage. Par exemple, si dans une section, seulement 50% est utilisée, alors nous pouvons en conclure qu'ici, moins de ferrailage serait suffisant.

Les dispositions constructives et la limitation de la fissuration sont des vérifications supplémentaires qui ne sont pas comptabilisées dans le calcul du ferrailage. Si ces contrôles ne sont pas bons, alors le ferrailage pratique doit être modifié.

Dans la suite de ce chapitre, sera expliqué chacun des contrôles un par un lorsqu'un ferrailage pratique est défini. Cela correspond à la première méthode ci-dessus.

Exemples 1: « 3.2.6 – Ferrailage pratique – Controle.esa »
« 3.2.6 – SCS – Avec ferrailage pratique.esa »

La dernière partie de ce chapitre évoquera l'outil "Contrôles de section", qui correspond aux méthodes 2 et 3 pour effectuer un contrôle (cf ci-dessus).

Exemple 2: « 3.2.6 – SCS – Sans ferrailage pratique.esa »

✚ RÉPONSE EN CAPACITÉ

La réponse en capacité est basée sur le calcul de déformation et de contrainte dans un composant particulier (fibre de béton ou armature de ferrailage).

Le contrôle consiste à comparer ces déformations et contraintes avec les valeurs limites conformément à l'EN 1992-1-1.

Cela dit, cette méthode ne calcule pas les extrêmes (capacités de la section) comme le diagramme d'interaction, mais calcule l'état d'équilibre pour cette section (réponse).

Pour les capacités de l'élément, il faut se référer au contrôle de diagramme en capacité.

Les vérifications suivantes sont effectuées :

- Le contrôle de la compression du béton (cc)
- Le contrôle de la compression de l'armature (sc)
- Le contrôle de la traction dans l'armature (st)

Les unités de contrôles, UC, affichées sur l'écran, seront le maximum de ces trois valeurs.

Exemple : « 3.2.6 – Ferrailage pratique – Controle.esa »

Lancer le contrôle de réponse en capacité par le poste de travail « Béton », et « Contrôle de réponse ELU des éléments 1D béton ».

La valeur maximale du contrôle est donnée au milieu de l'appui. La sortie « standard » donne :

Poutre S1		RECT (500; 300)						
EN 1992-1-1:2004/A1:2014		Section 30 [dx = 5 m]						
Longueur élément	L = 10 m	Béton: C30/37						
Flambement y-y ⊥	L _y = 10 m (fixe)	Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire						
Flambement z-z ⊥	L _z = 10 m (fixe)	Classe d'exposition: XC3						
		Ferrailage longitudinal: B 500A						
		Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée						
		7ø20 (2199 mm ²)						
		ρ _l = 1.466 % (17.3 kg/m)						
		Ferrailage de cisaillement: B 500A						
		Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée						
		2ø10/99.7 (157 mm ²)						
		ρ _w = 0.525 % (12.4 kg/m)						
		Enrobage (étrier)						
		Haut: 36 mm						
		Inférieur: 36 mm						
		Gauche: 36 mm						
		Droite: 36 mm						
Résumé de contrôle								
Type d'élément	Fibre / Barre	ε _{EXT} [%]	σ _{EXT} [MPa]	Contrôle déformation [-]	Contrôle contrainte [-]	CU [-]	Limite [-]	Statut
Béton	1	-1.63	-18.7	0.47	0.93	0.96	1	OK
Ferrail.	1	2.17	434	0.10	0.96			

Dans la sortie « standard », on peut lire l'UC, et la déformation et contrainte maximales dans la section étudiée.

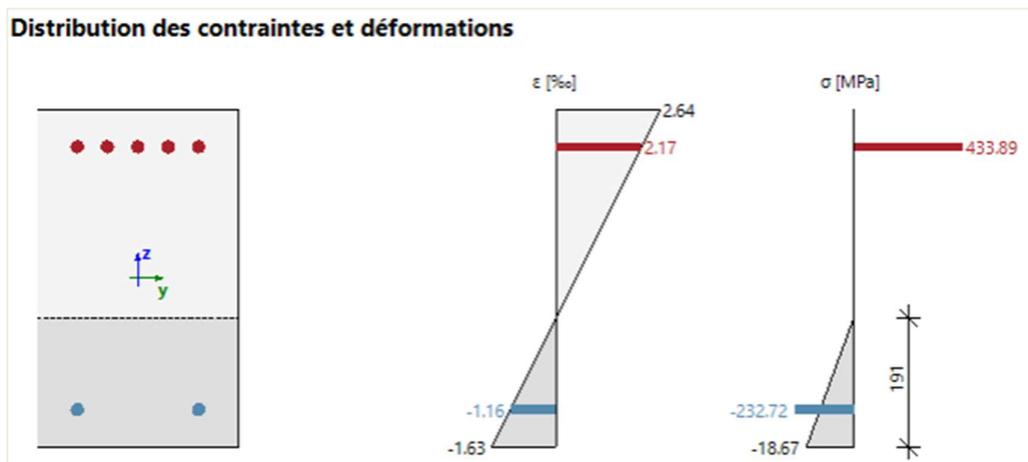
Dans la sortie « détaillée », on aura toutes les déformations et contraintes ainsi que leurs limites :

Valeurs extrêmes de contrainte/déformation dans l'élément

Type d'élément	Fibre / Barre	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	CU [-]	Statut
Béton - compression	1	-1.63	-3.5	-18.7	-20	0.93	OK
Béton - traction	3	2.64	0	0	0	0.00	OK
Armatures - compression	3	-1.16	-22.5	-233	-454	0.51	OK
Armatures - traction	1	2.17	22.5	434	454	0.96	OK

A noter que la contrainte de traction dans le béton n'est pas prise en compte, c'est pourquoi l'UC est égale à 0.

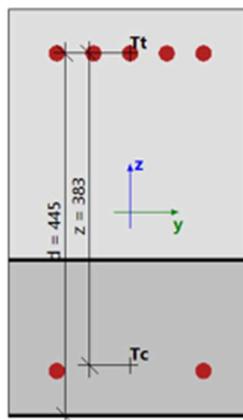
Les diagrammes de déformation et de contrainte sont également disponible dans la sortie « détaillée » :



Les paramètres qui peuvent influencer ce contrôle sont :

- La hauteur utile de la section : d

Elle est habituellement définie comme la distance entre la fibre de béton la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues.



La hauteur utile d ne peut pas être calculée dans les cas suivants :

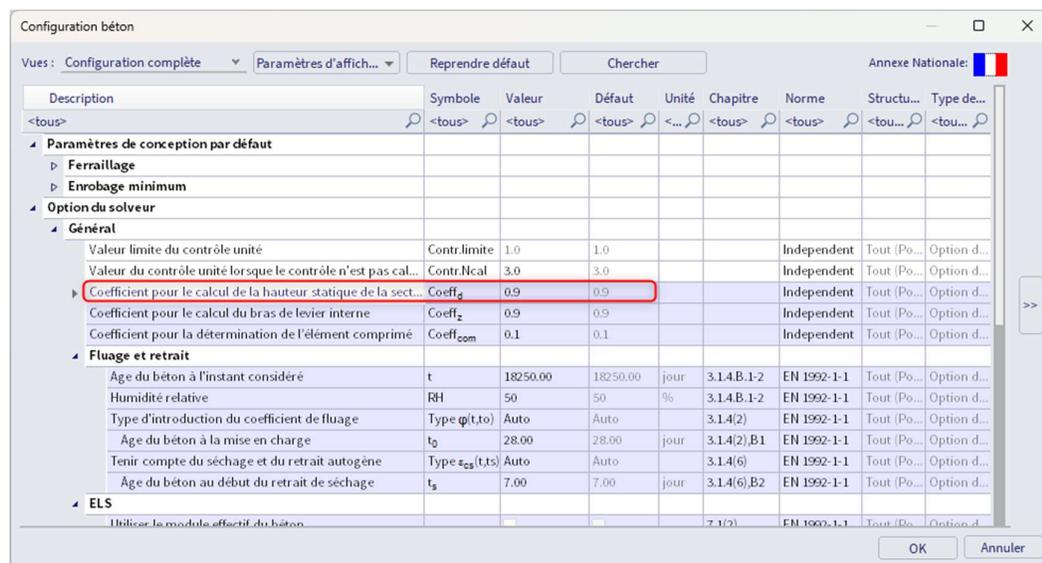
- La fibre la plus comprimée ne peut pas être déterminée (toute la section est en traction).
- La résultante des efforts dans les armatures tendues ne peut pas être déterminée (toute la section est en compression).
- L'équilibre n'est pas trouvé.
- La distance entre la fibre la plus comprimée et la résultante des efforts dans les armatures tendues est inférieure à $0,5 \cdot h$.

Dans ces cas particuliers, la hauteur utile est calculée selon la formule :

$$d = \text{Coeff}_d \cdot h_l$$

Avec :

- Coeff_d : 0,9 par défaut dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Général ».
- h_l : hauteur de la section perpendiculaire à l'axe neutre.



- Le bras de levier interne

Le bras de levier interne z est défini dans l'EN 1992-1-1, clause 6.2.3 (3) comme la distance entre la position résultante des efforts de traction (dans les armatures tendues), et la position résultante des efforts de compression (armatures comprimées et béton comprimé).

Le bras de levier interne z ne peut pas être calculé dans les cas suivants :

- La fibre la plus comprimée ne peut pas être déterminée (toute la section est en traction).
- La résultante des efforts dans les armatures tendues ne peut pas être déterminée (toute la section est en compression).
- L'équilibre n'est pas trouvé.

Dans ces cas particuliers, le bras de levier est calculé selon la formule :

$$z = \text{Coeff}_z \cdot d$$

Avec :

- Coeff_z : 0,9 par défaut dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Général ».

Configuration béton

Vues : Configuration complète Paramètres d'affich... Reprendre défaut Chercher Annexe Nationale:

Description	Symbole	Valeur	Défaut	Unité	Chapitre	Norme	Structu...	Type de...
Paramètres de conception par défaut								
Ferrailage								
Enrobage minimum								
Option du solveur								
Général								
Valeur limite du contrôle unité	Contr.limite	1.0	1.0			Independent	Tout (Po...	Option d...
Valeur du contrôle unité lorsque le contrôle n'est pas cal...	Contr.Ncal	3.0	3.0			Independent	Tout (Po...	Option d...
Coefficient pour le calcul de la hauteur statique de la sect...	Coeff _g	0.9	0.9			Independent	Tout (Po...	Option d...
Coefficient pour le calcul du bras de levier interne	Coeff_z	0.9	0.9			Independent	Tout (Po...	Option d...
Coefficient pour la détermination de l'élément comprimé	Coeff _{com}	0.1	0.1			Independent	Tout (Po...	Option d...
Fluage et retrait								
Age du béton à l'instant considéré	t	18250.00	18250.00	jour	3.1.4.B.1-2	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...
Humidité relative	RH	50	50	%	3.1.4.B.1-2	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...
Type d'introduction du coefficient de fluage	Type φ(t,t ₀)	Auto	Auto		3.1.4(2)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...
Age du béton à la mise en charge	t ₀	28.00	28.00	jour	3.1.4(2),B1	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...
Tenir compte du séchage et du retrait autogène	Type ε _{cs} (t,t _s)	Auto	Auto		3.1.4(6)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...
Age du béton au début du retrait de séchage	t _s	7.00	7.00	jour	3.1.4(6),B2	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...
ELS								
Utiliser le module effectif du béton					7.1(2)	EN 1992-1-1	Tout (Po...	Option d...

OK Annuler

Pour plus d'informations sur ce contrôle et la théorie, veuillez consulter l'aide en ligne du logiciel.

DIAGRAMME DE CAPACITÉ

Les services de diagramme en capacité utilisent la création d'un diagramme d'interaction (graphique représentant la capacité d'un élément béton à résister à un torseur $N + M_y + M_z$).

Ce contrôle calcule l'interaction extrême permise entre l'effort normal N et les moments de flexion M_y et M_z .

Exemple : « 3.2.6 – Ferrailage pratique – Controle.esa »

Lancer le contrôle de diagramme en capacité par le poste de travail « Béton », et « Contrôle de diagramme de capacité ELU des éléments 1D béton ».

La sortie « standard » donne un résumé des résultats du contrôle :

Résumé de contrôle								
N	N _{Ed}	N _{Rd+}	M _y	M _{Edy}	M _{Rdy+}	M _{Rdy-}	UC	Statut
		N _{Rd-}	M _z	M _{Edz}	M _{Rdz+}	M _{Rdz-}		
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	
0	0	0	-261	-261	119	-278	0.94	OK
		0	0	0	0	0		M _{Edz} /M _{Rdz}

La sortie « détaillée » donne davantage d'informations sur la façon dont on est effectué le contrôle :

Résumé de contrôle

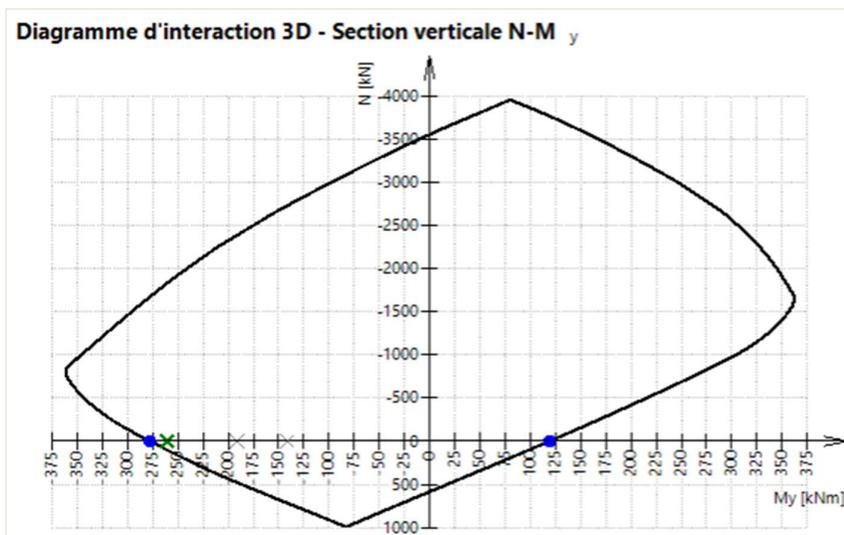
Forces: $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = -261 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

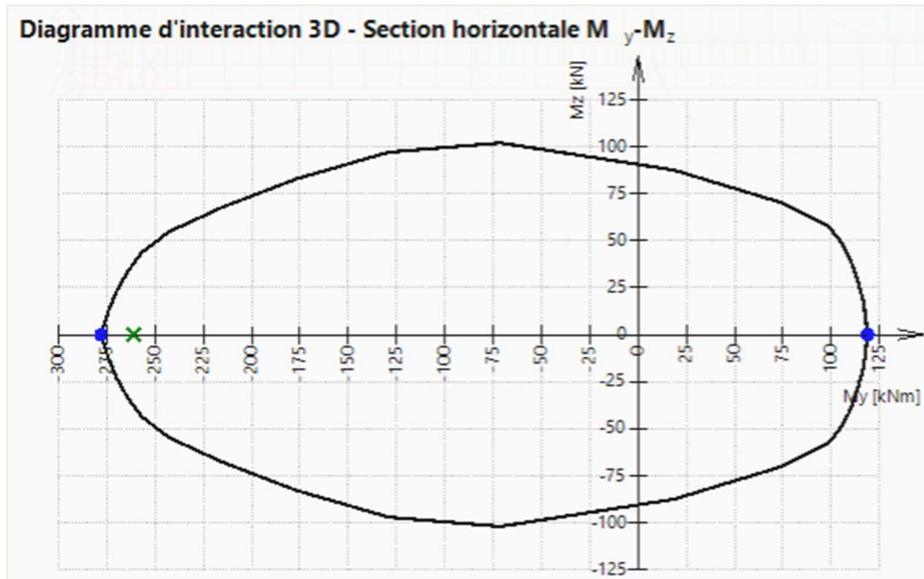
Résistance: $N_{Rd} = 0 \text{ kN}$ $M_{Rdy} = -278 \text{ kNm}$ $M_{Rdz} = 0 \text{ kNm}$

Calcul du contrôle unité:

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{0^2 + (-261)^2 + 0^2}}{\sqrt{0^2 + (-278)^2 + 0^2}} = 0.94 \leq 1 \text{ OK}$$

Les diagrammes d'interaction sont également dessinés dans la sortie « détaillée » :





Les paramètres qui peuvent influencer ce contrôle sont :

La méthode du diagramme d'interaction

- La division de déformation
- Le nombre de points dans les coupes verticales

Pour plus d'informations sur ce contrôle et la théorie, veuillez consulter l'aide en ligne du logiciel.

✚ CISAILLEMENT + TORSION

Le contrôle de l'interaction cisaillement + torsion consiste en trois vérifications conformément aux clauses 6.1 – 6.3 de l'EN 1992-1-1 :

- Contrôle du cisaillement
- Contrôle de la torsion
- Contrôle de l'interaction cisaillement + torsion

Cette vérification peut être effectuée si les conditions suivantes sont remplies :

- Le matériau de toutes les armatures de ferrailage et épingles sont les mêmes.
- L'angle entre le gradient du plan de déformation et la résultante des efforts de cisaillement n'excède pas les 15°.
- La section est composée d'un polygone et d'un matériau.

Exemple : « 3.2.6 – Ferrailage pratique – Controle.esa »

Lancer le contrôle de diagramme en capacité par le poste de travail « Béton », et « Contrôle de cisaillement et torsion ELU des éléments 1D béton ».

Certaines parties de la poutre ne sont pas correctes :



La sortie standard permet d'identifier quel contrôle en particulier n'est pas satisfait :

Efforts

Contenu de la combinaison: 1.35*LC1+1.35*LC2+1.50*LC3

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 205 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$ $V_{Edy} = 0 \text{ kN}$ $V_{Edz} = -152 \text{ kN}$ $T_{Ed} = 0 \text{ kNm}$

Résultante de l'effort de cisaillement Différence entre les angles α_M et α_V

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-152)^2} = 152 \text{ kN}$$

$$\alpha_{M/V} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0^\circ$$

Résumé de contrôle

$d = 445 \text{ mm}$ $z = 383 \text{ mm}$ $b_w = 300 \text{ mm}$ $b_{w1} = 300 \text{ mm}$ $V_{Rdz} = 87.8 \text{ kN}$ $V_{Rdz} = 66.5 \text{ kN}$ $V_{Ed\max} = 705 \text{ kN}$ $V_{Rd\max} = 598 \text{ kN}$

Type de contrôle	Efforts	Résistances	CU [-]	Statut
Contrôle à l'effort tranchant V_y+V_z	151.7 kN	66.5 kN	2.28	Pas OK
Contrôle de torsion	0.0 kNm	0.0 kNm	0.00	OK
Contrôle de l'interaction V_y+V_z+T (béton)			0.00	OK,*
Contrôle d'interaction V_y+V_z+T (cisaillement)	0.0 MPa	0.0 MPa	0.00	OK,*
Résumé de contrôle			2.28	Pas OK

Ici, ce sont les efforts de cisaillement qui entraîne un contrôle unité $UC > 1$.

Dans la sortie « détaillée », nous pouvons lire les notes, avertissements et erreurs concernant ce calcul. Par exemple, pour le contrôle des efforts de cisaillement non satisfait, la note explique clairement que le ferrailage d'effort tranchant n'est pas suffisant et qu'il doit être augmenté.

Contrôle de cisaillement

Contrôle $V_{Rd,max}$

$$V_{Ed} = 152 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} + V_{coul} + V_{tr} = 598 \text{ kN}$$

Remar.: Contrôle satisfait pour l'écrasement de la bielle béton ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max} + V_{tr} + V_{coul}$).

Contrôle $V_{Ed,max}$

$$V_{Ed} = 152 \text{ kN} \leq V_{Ed,max} + V_{coul} + V_{tr} = 705 \text{ kN}$$

Remar.: Le contrôle est satisfaisant pour l'effort de cisaillement proche des appuis ($V_{Ed} \leq V_{Ed,max} + V_{tr} + V_{coul}$).

Contrôle V_{Rdc} et V_{Rds}

$$V_{Ed} = 152 \text{ kN} > V_{Rdc} = 87.8 \text{ kN} \text{ and } V_{Ed} = 152 \text{ kN} > V_{Rds} + V_{coul} + V_{tr} = 66.5 \text{ kN}$$

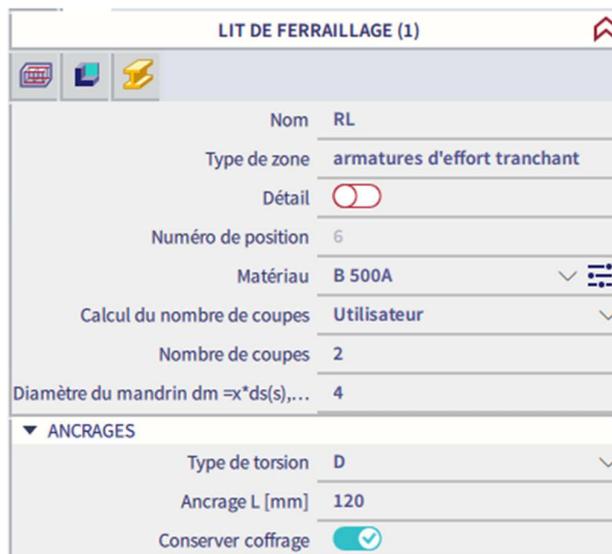
Avertisse.: Le contrôle n'est pas satisfaisant, à cause du ferrailage de cisaillement ($V_{Ed} > V_{Rds} + V_{coul} + V_{tr}$). Il est nécessaire d'augmenter l'aire d'armature d'effort tranchant ou les dimensions de la section ou la qualité de l'acier d'armature.

Contrôle unité

$$UC = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{152 \text{ kN}}{66.5 \text{ kN}} = 2.28$$

Différentes actions peuvent être faites pour corriger cela. Dans cet exemple, nous pouvons diminuer l'espacement des étriers dans la section où se trouve le problème.

Sélectionnez les étriers et cliquez sur l'action « Éditer l'espacement des étriers » en bas de la feuille de propriétés :



▼ GÉOMÉTRIE

Test du recouvrement des étriers

Élément S1

Longueur totale de la poutre/travée

Définition des coord. Rela

Position x₁ 0.000

Position x₂ 1.000

Origine Depuis le départ

▼ POSITION DESCRIPTION

Vertical [m] -0.400

SCHÉMA D'ARMATURE

Position horizontale dans la directi... 0.000

Position verticale dans la direction Z 0

ACTIONS >>>

Éditer la forme de l'étrier

Editer enrobages

Éditer l'espacement des étriers

Sélectionnez la zone 2 et modifiez la distance entre étriers de 0,3m à 0,1m. Appliquez la même procédure pour la zone 4 et modifier l'espacement à 0,2m :

Zones d'étriers

2x10d8.0-0.100 2x25d8.0-0.100 2x31d10.0-0.100 2x14d8.0-0.192 2x11d8.0-0.099

0.050 0.050 0.005 0.004 0.004

1.000 2.500 3.000 2.500 1.000

Zone 1

Zone 2

Zone 3

Zone 4

Zone 5

Armatures de cisaillement minimum

Zone	longueur [m]	Diamètre [mm]	Distance [m]	distance réelle [m]	Type	l'utilis.	distance au début [m]	l'utilis.	Distance à la fin [m]
1	2	2.500	8.000	0.100	simple	oui	0.050	oui	0.050

Armatures de cisaillement additionnelles

Symétrique

Zones des deux points

Type d'introduction	Numéros	Diamètre [mm]	Distance [m]	Longueur totale [m]	Type
---------------------	---------	---------------	--------------	---------------------	------

Nouvelle zone Supprimer zone Créer zone Suppr. zone

OK Annuler

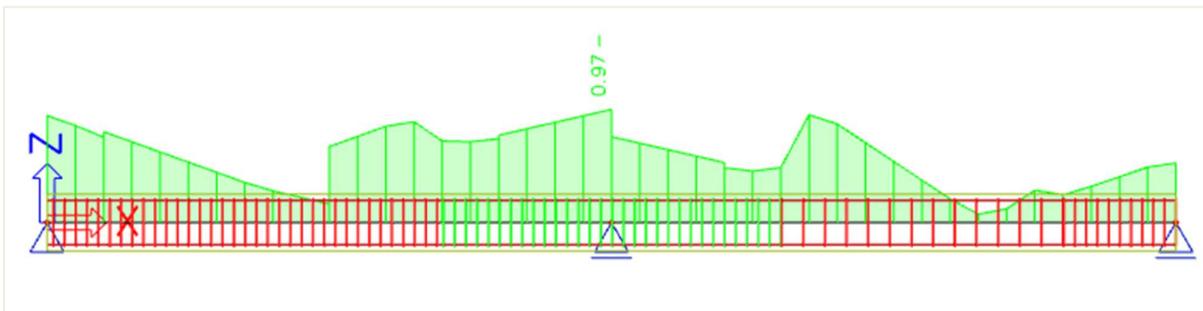
Nous pouvons également ajouter des étriers comme ci-dessous :

Forme de l'étrier

index	élément-bc	Type	Rela	Abso [mm]	De
1	2.Bord	Rel	0.300		Débu
2	2.Bord	Rel	0.300		Fin
3	4.Bord	Rel	0.300		Débu
4	4.Bord	Rel	0.300		Fin

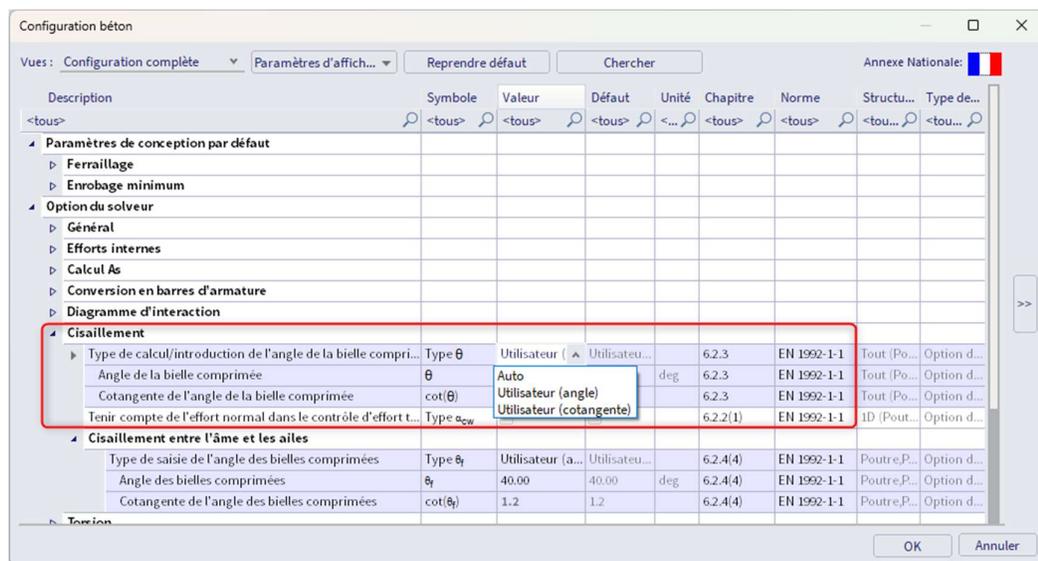
Changer la forme des étriers nous permet de conserver une plus grande distance de 0,2m entre les étriers de la zone 2.

Après modification, le contrôle en cisaillement + torsion est satisfait :



Les paramètres qui peuvent influencer le contrôle sont :

- Le coefficient pour le calcul de la hauteur utile de la section
La valeur est de 0,9 par défaut dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Général ».
- Le coefficient pour le calcul du bras de levier interne
La valeur est de 0,9 par défaut dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Général ».
- L'angle de la bielle de compression de béton
Trois possibilités de saisie dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète » et dans « Cisaillement » :
 - o « Utilisateur (angle) » : l'utilisateur saisit directement l'angle (option par défaut).
 - o « Utilisateur (cotangente) » : l'utilisateur saisit directement la cotangente.
 - o « Auto » : le calcul de l'angle est fait automatiquement via l'équation 6.29.



L'angle doit être compris entre θ_{min} et θ_{max} défini dans l'annexe nationale de l'EN 1992-1-1 :

AN française NF-EN

- Béton
 - Général
 - Armature non précontrainte
 - Armature précontrainte
 - Durabilité et enrobage
 - ELU
 - Général
 - ELS
 - Général
 - Précontrainte
 - Contrainte admissible
 - Limitation des contraintes durant l
 - Limitation des contraintes à l'ELS
 - Dispositions constructives
 - Dispositions constructives commu
 - Poteaux
 - Poutres

Formule Formule

k - coef. pour le calcul de la contrainte de cisaillement longitudinale reprise par

Valeur [-] 0.50 / 1.00

θ_{min} - angle min. entre les bielles de béton comprimé et l'axe de la poutre 6.2.3(2)

Formule Formule

$\theta_{min,prestressed}$ - angle minimal entre la bielle de béton comprimée et l'axe de l'élément 6.2.3(2)

Formule Formule

θ_{max} - angle max. entre les bielles de béton comprimé et l'axe de la poutre 6.2.3(2)

Formule Formule

$\theta_{min.c}$ - Angle minimum entre la bielle de béton comprimée et l'axe de la poutre pour l'aile compri

Référence: NF EN 1992-1-1 NA, Clause 6.2.3(2)

Description: Angle maximum (en degrés) entre la bielle de béton comprimé et l'axe de la poutre perpendiculaire à l'effort tranchant:

A) en compression et en flexion simple

B) en traction

Application: Calcul de la résistance au cisaillement de l'armature d'effort tranchant

Régénérer

Charger défauts selon AN

OK Annuler

- L'angle du ferrailage d'effort tranchant
Le ferrailage pratique peut seulement être introduit à 90°.
- Le type de détermination de la section à paroi mince équivalente.

Pour plus d'informations sur ce contrôle et la théorie, veuillez consulter l'aide en ligne du logiciel.

✚ LIMITATION DES CONTRAINTES

La limitation des contraintes est basée sur la vérification de :

- La contrainte de compression dans le béton.
Une valeur haute de la contrainte de compression dans le béton pourrait entraîner l'apparition de fissures longitudinales, la propagation de microfissures dans le béton, et des valeurs importante de fluage (principalement en non linéaire). Cette effet peut entraîner un état où la structure est inutilisable.
- La contrainte de traction dans les armatures.
La contrainte dans les armatures est vérifiée suite à la limitation de l'existence d'une déformation inacceptable et à l'apparition alors de fissures dans le béton.

Exemple : « 3.2.6 – Ferrailage pratique – Contrôle.esa »

Le contrôle de limitation des contraintes est fait conformément aux étapes suivantes :

- La vérification de l'apparition de fissures
- La vérification des contraintes

La sortie « standard » (dans SCS) montre ces deux étapes :

Vérification de la fissuration de la section										
Charge	Type de module	E _c [MPa]	Combi.	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	σ _{ct} [MPa]	h [mm]	f _{ct,eff} [MPa]	Fissures apparaissent.
Court	E _c	0	Car.	0	174	0	11.6	500	2.9	OUI

Limite de contrainte du béton										
Type de contrôle	Charge	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	y _i [mm]	z _i [mm]	σ _c [MPa]	σ _{c,lim} [MPa]	σ _c /σ _{c,lim} [-]	Statut
§7.2(2) Car.	Court	0	174	0						DÉSACT.
§7.2(3) Q.-P.	Court	0	157	0	0.15	0.25	-17.7	-13.5	1.31	Pas OK

Limite de contrainte dans des armatures non précontraintes										
Type de contrôle	Charge	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	y _i [mm]	z _i [mm]	σ _s [MPa]	σ _{s,lim} [MPa]	σ _s /σ _{s,lim} [-]	Statut
§7.2(5) Car.	Court	0	174	0	-0.09	-0.2	277	400	0.692	OK

Vérification de l'apparition de fissures

L'apparition des fissures est vérifiée pour les combinaisons de charges caractéristiques conformément au chapitre 7.1 (2) de l'EN 1992-1-1 :

- $\sigma_{ct} \leq f_{ct,eff}$ aucune apparition de fissures
- $\sigma_{ct} > f_{ct,eff}$ les fissures apparaissent

Avec :

σ_{ct} contrainte de traction maximale dans la fibre de béton
f_{ct,eff} résistance à la traction du béton efficace

Vérification des contraintes

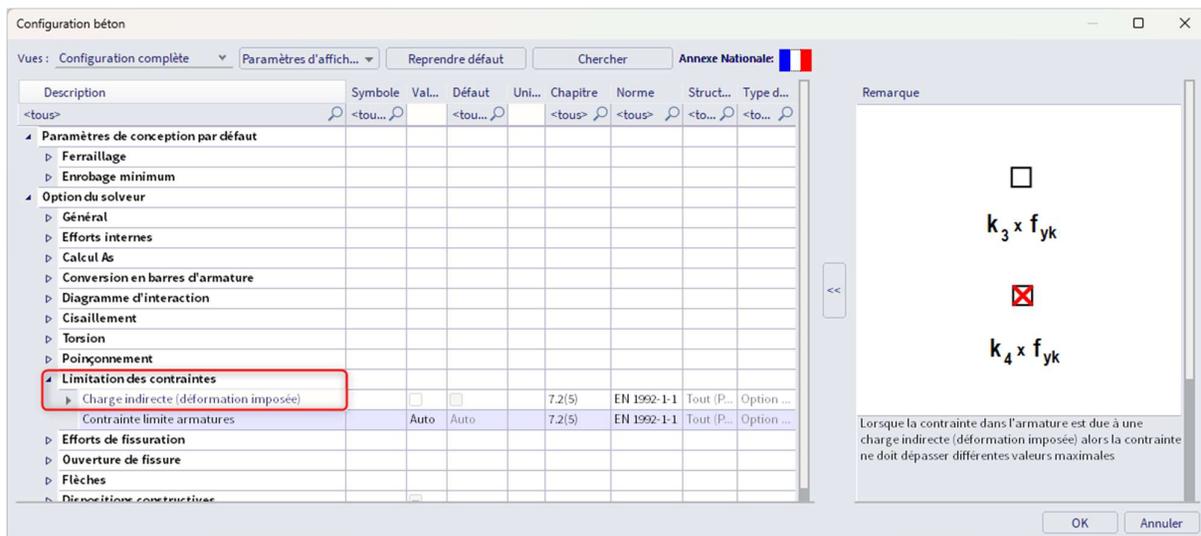
Il y a trois limitations de contraintes vérifiées :

- $\sigma_{c,cara,lim} \leq k_1 * f_{ck}$ contrainte de compression sous combinaisons caractéristiques – 7.2(2) – classe d'exposition XD, XF, XS
- $\sigma_{c,qp,lim} \leq k_2 * f_{ck}$ contrainte de compression sous combinaisons quasi-permanentes – 7.2(3)
- $\sigma_{s,cara,lim} \leq k_3 * f_{yk}$ contrainte dans les armatures sous combinaisons caractéristiques – 7.2(5)

Les valeurs de k_1 , k_2 et k_3 sont définies dans l'annexe nationale : les valeurs standards sont respectivement 0,6, 0,45 et 0,8.

De plus, lorsque la contrainte dans le ferrailage est causée par une déformation imposée, alors la résistance maximale est augmentée de $k_4 * f_{yk}$, où k_4 est le paramètre de l'annexe nationale avec pour valeur standard $k_4 = 1,0$.

Cette option peut être activée dans la « Configuration béton » et « Limitation des contraintes » :



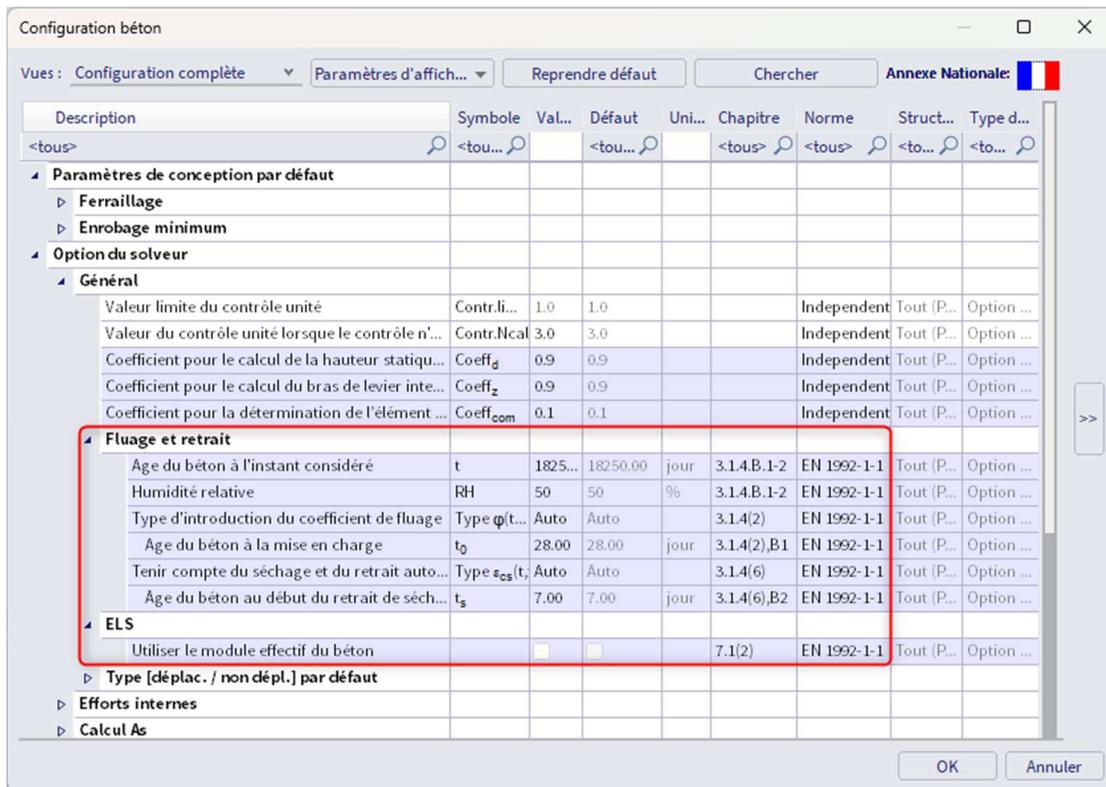
Par défaut, le contrôle de la limitation des contraintes est fait pour l'état à court terme.

Il est possible de l'effectuer pour un état à long terme. Le module effectif d'élasticité E est calculé comme suit, en utilisant le coefficient de fluage :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)}$$

Le comportement long-terme peut être activé dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur », dans « Général » et « ELS ».

Le coefficient de fluage peut ou bien être calculé par le logiciel ou bien être saisi manuellement.



NB : SCIA Engineer n'est pas capable d'utiliser les combinaisons caractéristiques ou quasi-permanentes ensemble en une seule fois. C'est pourquoi, les mêmes efforts (et combinaisons) sont utilisés pour l'apparition des fissures et pour les valeurs de contraintes finales.

🔧 OUVERTURE DE FISSURES

La vérification des ouvertures de fissures est effectuée selon l'article 7.3.4 de l'EN 1992-1-1.

Les prérequis suivants sont utilisés pour le calcul :

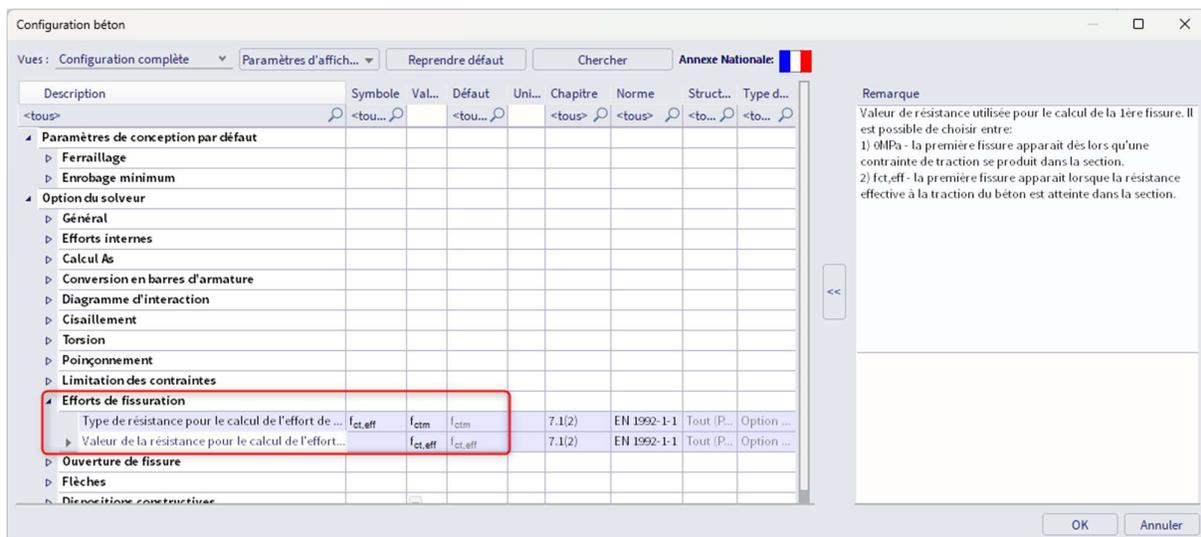
- L'ouverture de fissures est calculée pour les poutres et poteaux et pour des charges générales ($N + M_y + M_z$).
- Une section à un polygone et un matériau est considéré.
- Le matériau de toutes les armatures doit être le même.
- L'apparition de fissures doit être calculée pour une combinaison caractéristique conformément à l'EN 1992-1-1, clause 7.2(2). Une simplification est faite dans le logiciel, à savoir que la contrainte normale est calculée pour le même type de combinaisons que celles pour le calcul de l'ouverture de fissures, saisie dans la « Configuration béton ».

Exemple : « 3.2.6 – Ferrailage pratique – Controle.esa »

Il faut savoir tout d'abord si la section est fissurée ou non :

- $\sigma_{ct} \leq \sigma_{cr}$ non-fissuré
- $\sigma_{ct} > \sigma_{cr}$ fissuré

Les valeurs pour σ_{cr} peuvent être définie dans la « Configuration béton » et « Efforts de fissuration ». Deux options peuvent influencer cette valeur :



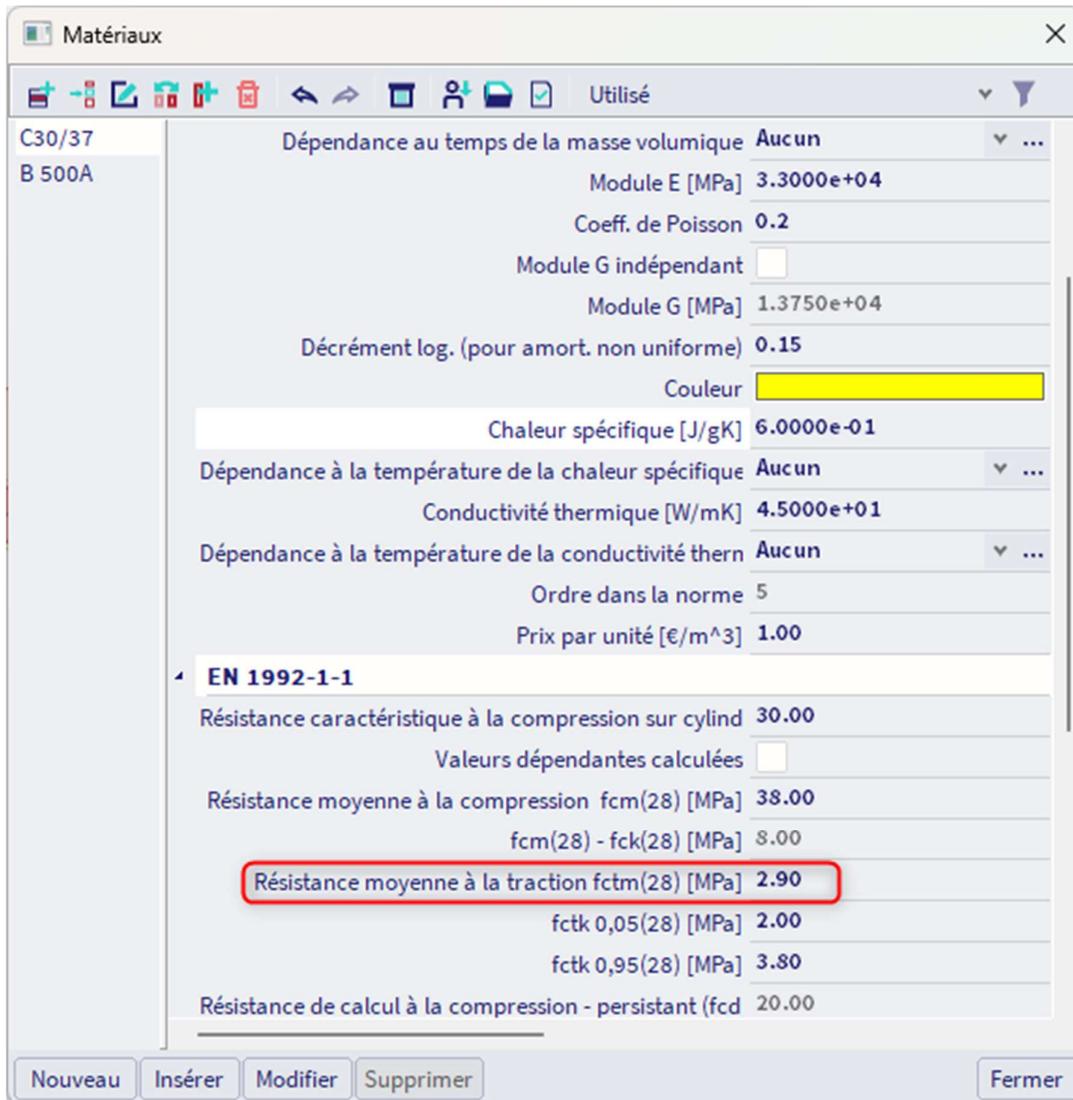
Valeur de résistance pour le calcul des efforts de fissuration :

- $\sigma_{cr} = 0 \text{ MPa}$ les fissures apparaissent avec une contrainte de traction dans la section.
- $\sigma_{cr} = f_{ct,eff}$ les fissures apparaissent lorsque la résistance effective en traction du béton est atteinte dans la section.

Type de résistance pour le calcul des efforts de fissuration :

Si l'option précédente $\sigma_{cr} = f_{ct,eff}$ est choisie, qui est par défaut, alors :

- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ résistance moyenne à la traction du béton à 28 jours définie dans les propriétés du matériau
- $f_{ct,eff} = f_{ctm,\Omega}$ résistance moyenne à la traction en flexion (EN 1992-1-1, clause 3.1.8 (1)). Cette valeur doit être utilisée si les déformations restreintes comme le retrait ou des mouvements de température sont considérés pour le calcul de l'ouverture de fissures.



Note : La valeur affichée dans les propriétés des matériaux (image ci-dessus) est la résistance moyenne à la traction à 28 jours. Si la fissuration est attendue plus tôt que 28 jours, il est nécessaire de saisir cette valeur $f_{ctm}(t)$ dans les propriétés des matériaux (EN 1992-1-1, clause 3.1.2(9)).

Le contrôle de l'apparition des fissures, avec les valeurs des efforts de fissuration (N_{cr} , M_{cry} , M_{crz}) est disponible dans la sortie détaillée :

Caractéristiques du matériau

Résistance du béton effective:
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$

Effort dans le béton, quand la fissuration apparaît:
 $\sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa}$

Module d'élasticité du béton:
 $E_c = E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Efforts

Valeurs caractéristiques
 LC1+LC2+LC3
 $N_{char} = 0 \text{ kN}$ $M_{y,char} = 174 \text{ kNm}$ $M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$

Valeurs quasi-permanentes
 LC1+LC2+0.30*LC3
 $N_{qp} = 0 \text{ kN}$ $M_{y,qp} = 157 \text{ kNm}$ $M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$

Angle du moment de flexion résultant
 $\alpha_{rel} = 90^\circ$

Caractéristiques de la section

Type	Section - non fissurée	Section fissurée
t_y [m]	0	0
t_z [m]	$-6.82 \cdot 10^{-3}$	0.117
A_i [m ²]	0.163	0.0533
I_y [m ⁴]	$3.63 \cdot 10^{-3}$	$1.91 \cdot 10^{-3}$
I_z [m ⁴]	$1.19 \cdot 10^{-3}$	$370 \cdot 10^{-6}$

Calcul des efforts de fissuration (section non fissurée)

Contrainte maximale du béton
 $\sigma_{ct} = 11.6 \text{ MPa}$

Efforts de fissuration
 $N_{cr} = 0 \text{ kN}$ $M_{cy} = 43.3 \text{ kNm}$ $M_{cz} = 0 \text{ kNm}$
 $\sigma_{ct} = 11.6 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa} \Rightarrow$ Des fissures apparaissent

Note: Des fissures apparaissent, car la contrainte maximale de traction est supérieure à la résistance de fissuration.

Ici le module E est pris à court-terme. Comme mentionné précédemment, l'état à long-terme avec un module efficace E_{eff} peut se choisir dans la « Configuration béton », dans la « Configuration complète », dans les « Options du solveur » / « Général » / « ELS » et « Utiliser le module effectif du béton ».

Dans cet exemple, des fissures apparaissent.

L'ouverture de fissures est alors calculée conformément à l'EN 1992-1-1, formule 7.8 :

$$w = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Pour plus de détail sur le calcul, la sortie détaillée peut être analysée. L'image ci-dessous présente un extrait de la note détaillée :

Espacement maximum des fissures

$S_{max} = 45 \text{ mm} \leq 5 \cdot (c + 0.5 \cdot \rho_{s,eff}) = 275 \text{ mm}$ or $\rho_{p,eff} = 0$, donc :

$$S_{r,max} = \min \left(k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \rho_{s,eff}}{\rho_{p,eff}}, 1.3 \cdot (h - x_r) \right) \quad (7.11)$$

$$= \min \left(3.4 \cdot 45 + \frac{0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 20}{0.0428}, 1.3 \cdot (0.5 - 0.133) \right) = 232 \text{ mm}$$

Déformation moyenne du ferrailage

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \max \left(\frac{\sigma_s - k_c \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, \frac{0.6 \cdot \sigma_s}{E_s} \right) \quad (7.9)$$

$$= \max \left(\frac{250.3 - 0.4 \cdot \left(\frac{2.9}{0.0428} \right) \cdot (1 + 6.06 \cdot 0.0428)}{200000}, \frac{0.6 \cdot 250.3}{200000} \right) = 1.08 \text{ ‰}$$

Largeur de fissure calculée

$$w_k = S_{r,max} \cdot \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 232 \text{ mm} \cdot 1.08 \text{ ‰} = 0.251 \text{ mm} \quad (7.8)$$

Valeur limite de la contrainte provoquée par l'effort axial

$w_{max} = 0.4 \text{ mm}$

Contrôle unité

Calcul du contrôle unité

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0.251 \text{ mm}}{0.4 \text{ mm}} = 0.628$$

Contrôle de largeur de fissure

$w = 0.251 \text{ mm} = < w_{max} = 0.4 \text{ mm}$

Note: Le contrôle de la fissuration est satisfait, car l'ouverture des fissures est inférieure à la valeur limite.

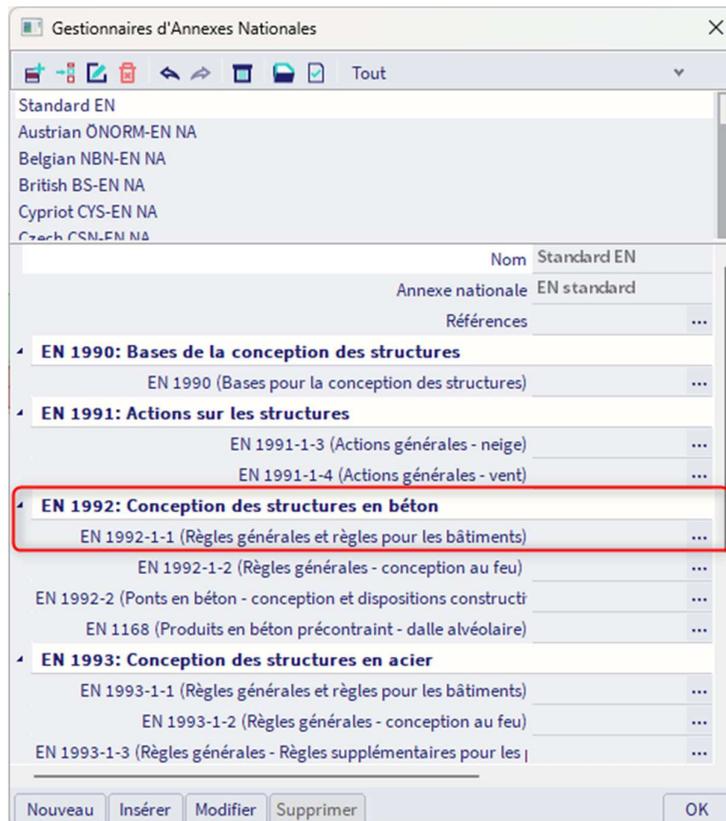
La sortie standard donne les valeurs résumées :

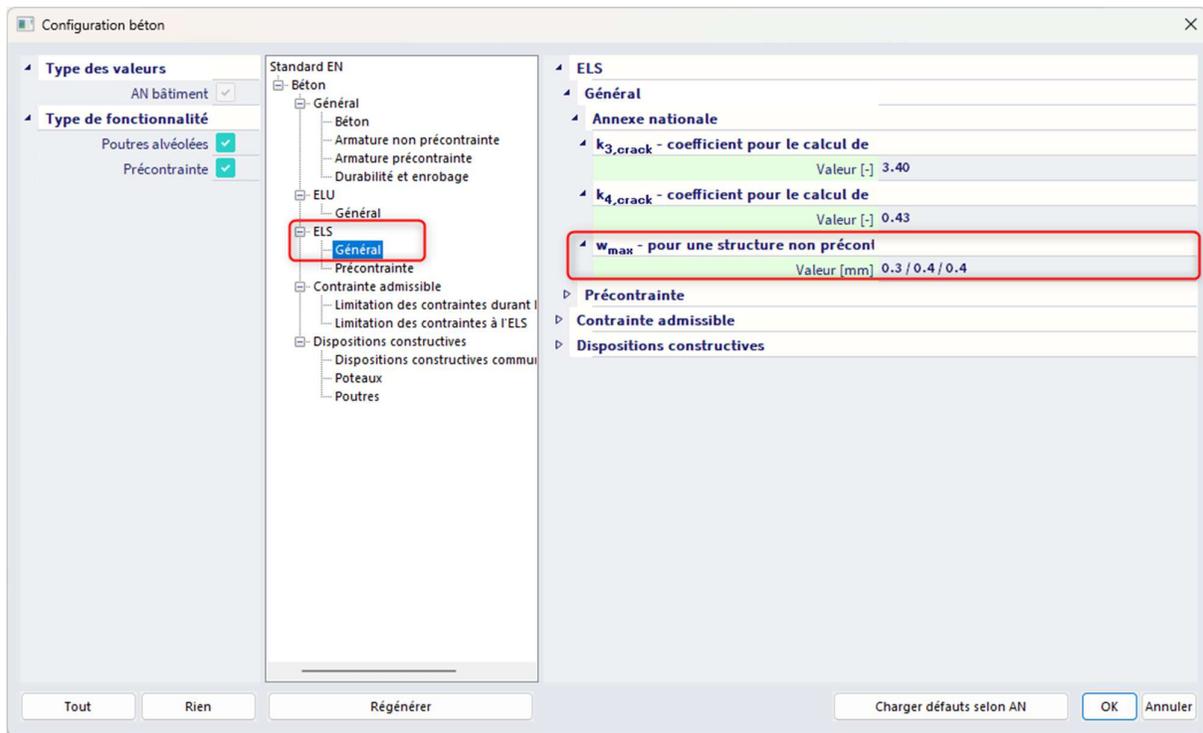
Résumé de contrôle

$N_{cr} = 0 \text{ kN}$ $M_{cr,y} = 43.3 \text{ kNm}$ $M_{cr,z} = 0 \text{ kNm}$ $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$ $s_{r,max} = 232 \text{ mm}$ $\varepsilon_{sm,cr} = 1.08 \text{ ‰}$

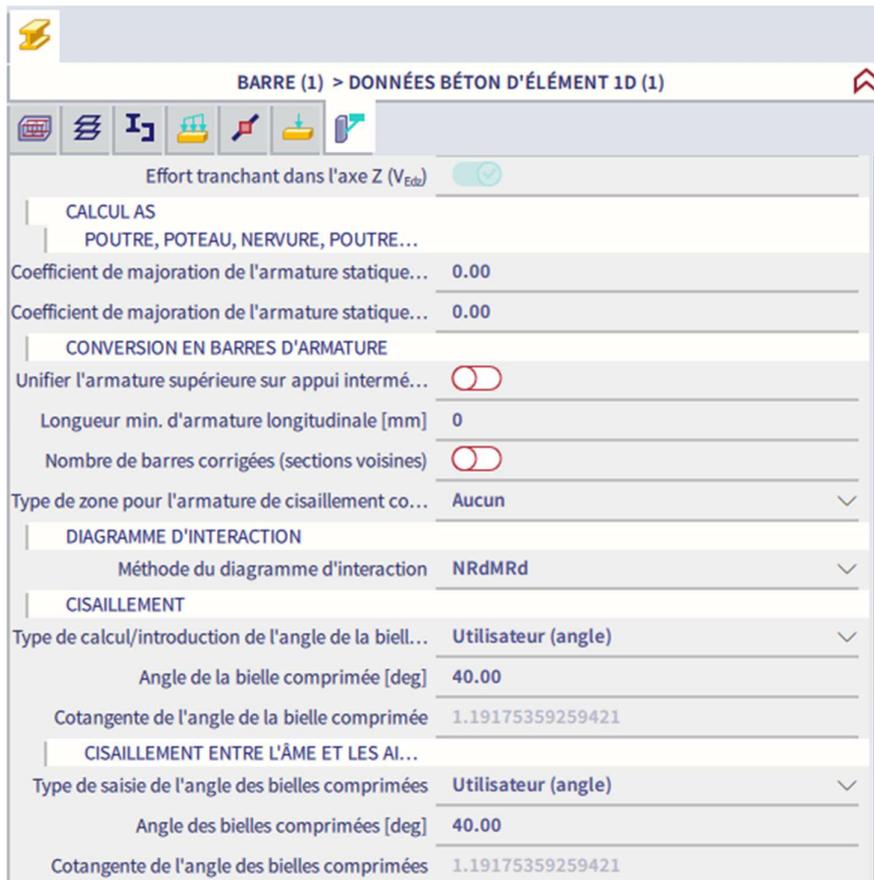
σ_{ct} [MPa]	σ_{cr} [MPa]	Fissuré	w [mm]	w_{max} [mm]	UC [-]	Contrôle de valeur limite [-]	Statut
11.6	2.9	OUI	0.251	0.4	0.63	1	OK

La valeur limite de l'ouverture de fissures w_{max} est par défaut automatiquement calculée conformément à l'EN 1992-1-1 (tableau 7.1N). La largeur de fissures maximale peut être lue dans les paramètres de l'annexe nationale :





L'utilisateur peut aussi manuellement saisir la valeur limite de l'ouverture de fissures dans les données béton d'éléments 1D :



TORSION	
Section fermée à parois minces équivalente	Automatique
LIMITATION DES CONTRAINTES	
Contrainte limite armatures	Auto
EFFORTS DE FISSURATION	
Type de résistance pour le calcul de l'effort de fi...	f_{ctm}
Valeur de la résistance pour le calcul de l'effort ...	f_{ct,eff}
LARGEUR DE FISSURE	
Type d'ouverture de fissure maximale	Utilisateur
Ouverture de fissure personnalisée [mm]	0.300
FLÈCHES	
Coefficient de majoration de l'armature	1
Flèche totale maximale L/x; x =	250
ACTIONS >>>	
Mettre à jour la largeur d'annui	

FLÈCHE

La vérification des flèches est effectuée selon l'article 7.4.3 de l'EN 1992-1-1.

Deux sortes de calcul de flèche sont possibles dans le logiciel :

- La méthode simplifiée où le calcul est fait deux fois, en supposant l'élément non fissuré puis entièrement fissuré, puis en interpolant par la formule 7.18 conformément à la clause 7.4.3(7). C'est la méthode utilisée par défaut.
- La CDD (Code Dependand Deflection = Flèche selon la norme). C'est la méthode la plus rigoureuse : le logiciel va calculer les courbures à différentes sections le long de l'élément et calculer la flèche par intégration numérique. Vous trouverez davantage d'informations sur cette méthode dans le chapitre sur la CDD.

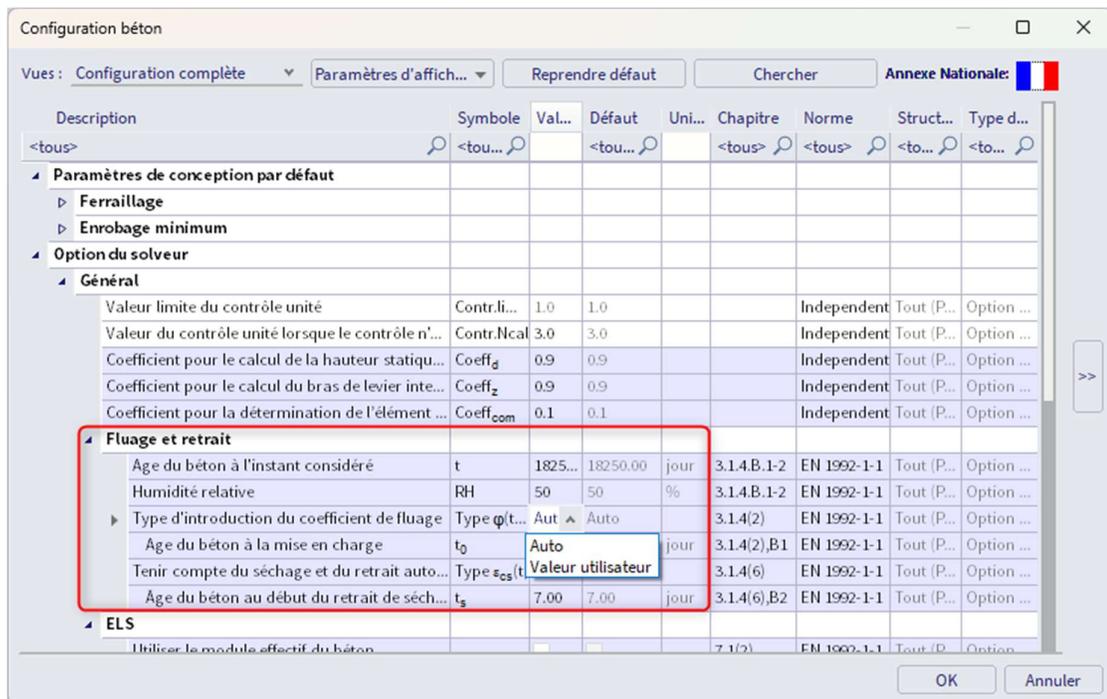
La procédure de calcul pour la méthode simplifiée est décrite par les étapes suivantes :

1. **Calcul de la rigidité à court-terme**, en utilisant le module E à 28 jours.
2. **Calcul de la rigidité à long-terme**, en utilisant le module effectif E basé sur le coefficient de fluage.

Dans la version actuelle du logiciel, il n'est pas possible de distinguer la partie court-terme et long-terme de la charge dans une combinaison. Toutefois, certains prérequis ont été établis pour la détermination de la partie long-terme de la charge. La partie long-terme de la charge (pourcentage long-terme) est estimée à partir du type de combinaison. Il y a trois principales combinaisons ELS :

- ELS caractéristiques – pourcentage long-terme = 70%
- ELS fréquentes – pourcentage long-terme = 85%
- ELS quasi-permanentes – pourcentage long-terme = 100%

Le coefficient de fluage est calculé par le logiciel en fonction de l'humidité relative, le nu extérieur de la section, le ratio de ferrailage, la classe de béton, etc. Il peut aussi être défini manuellement dans la « Configuration béton », dans la « Configuration complète », dans les « Options du solveur », dans « Général » et « Fluage et retrait » :



3. Calcul des ratios de rigidité entre chaque état, court et long terme.

C'est le ratio de la rigidité linéaire du béton divisé par la rigidité résultante qui tient compte de la fissuration. Le calcul de la rigidité résultante est basée sur la clause 7.4.3(3), formule 7.18 :

$$\text{Rigidité de flexion autour de l'axe y : } (EI_y) = 1 / \left[\zeta / (EI_y)_{II} + (1 - \zeta) / (EI_y)_I \right]$$

$$\text{Rigidité de flexion autour de l'axe z : } (EI_z) = 1 / \left[\zeta / (EI_z)_{II} + (1 - \zeta) / (EI_z)_I \right]$$

$$\text{Rigidité axiale : } (EA) = 1 / \left[\zeta / (EA)_{II} + (1 - \zeta) / (EA)_I \right]$$

Dans cette formule, $(EI)_I$ est la rigidité linéaire, $(EI)_{II}$ est la rigidité de l'élément fissuré (= rigidité long-terme = $E_{lin} / 1 + \varphi$) et ζ est le coefficient de répartition.

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

Ratio = Rigidité_{lin} / Rigidité_{res}, par exemple ratio_{uz} = $EI_{z,lin} / EI_{z,res}$

4. Calcul des composants de flèche

Plusieurs composantes sont nécessaires pour calculer la flèche totale et additionnelle.

Dans la suite de ce paragraphe, on notera « s » pour court-terme (« short ») et « l » pour long-terme (« long »).

Les composantes sont :

- La flèche linéaire (élastique) $\delta_{lin} = \delta_{lin,s} + \delta_{lin,l}$
- La flèche immédiate $\delta_{imm} = \delta_{lin,l} * ratio_s$
- La flèche à court-terme $\delta_s = \delta_{lin,s} * ratio_s$
- La flèche à long-terme et due au fluage $\delta_{l,fluage} = \delta_{lin,l} * ratio_l$
- La flèche due au fluage $\delta_{fluage} = \delta_{lin,l} * (ratio_l - ratio_s)$
- La flèche à long-terme $\delta_l = \delta_{l,fluage} + \delta_{fluage}$
- La flèche additionnelle $\delta_{add} = \delta_s + \delta_{l,fluage} - \delta_{imm}$
- La flèche totale $\delta_{tot} = \delta_s + \delta_{l,fluage}$

4. Contrôle de la flèche

Deux flèches sont vérifiées :

- La flèche totale : l'apparence et l'utilité générale de la structure pourrait être dépréciée lorsque le fléchissement calculé d'une poutre, dalle ou porte-à-faux soumis aux charges quasi-permanentes excède la portée / 250.

- La flèche additionnelle : les flèches qui pourraient endommager les parties adjacentes de la structure doivent être limitées :

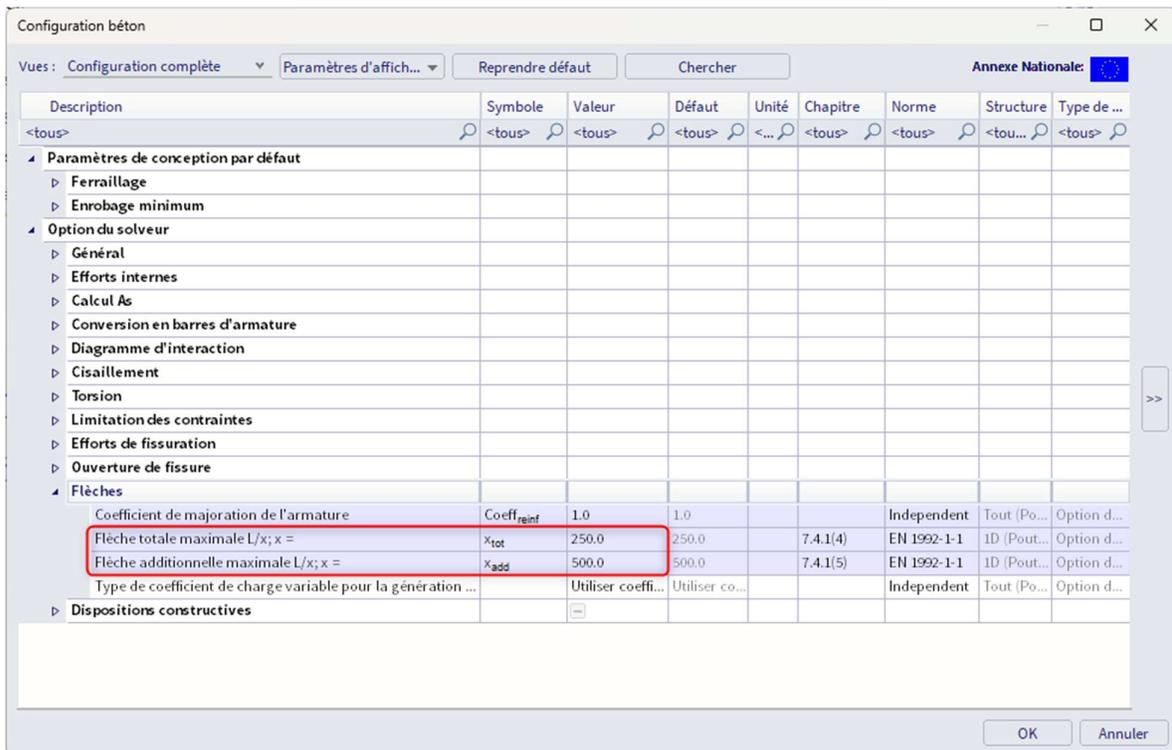
$$\delta_{add,lim} = L/500$$

L est la longueur de flambement de l'élément multiplié par un coefficient β dans la direction correspondante.

Le contrôle unité final est :

$$\text{Contrôle unité} = \max \left\{ \frac{\delta_{tot}}{\delta_{tot,lim}} ; \frac{\delta_{add}}{\delta_{add,lim}} \right\}$$

Les limites de flèche peuvent être modifiées dans la « Configuration béton », dans la « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et « Flèche » :



Exemple : « 3.2.6 – Ferraillage pratique – Controle.esa »

Regardons le contrôle de la flèche sous les combinaisons ELS QP.

Différents résultats peuvent être affichés à l'écran : le contrôle unité, les flèches totales et additionnelles ou les limites pour les flèches totales et additionnelles.

La sortie standard pour le contrôle unité à la position dx = 2,25m, donne les résultats suivants (dans SCS):

Valeurs de base des flèches									
Type de flèche	Ratio court [-]	Ratio long [-]	δ_{lin} [mm]	δ_{imm} [mm]	δ_{add} [mm]	δ_{short} [mm]	δ_{long} [mm]	$\delta_{long+creep}$ [mm]	δ_{creep} [mm]
U_y	2.91	5.25	0	0	0	0	0	0	0
U_z	2.52	3.39	-3.47	-6.12	-4.73	-2.62	-6.12	-8.23	-2.11

Contrôle des flèches supplémentaires et totales										
Type de flèche	L [m]	δ_{add} [mm]	$\delta_{add,lim}$ [mm]	UC_{add} [-]	δ_{tot} [mm]	$\delta_{tot,lim}$ [mm]	UC_{tot} [-]	CU [-]	Limite [-]	Statut
U_y	10	0	0	0	0	0	0	0	1	OK
U_z	5	-4.73	-10	0.47	-10.9	-20	0.54	0.54	1	OK

Tous les ratios de rigidités et les composants de la flèche sont résumés dans un tableau.

La sortie détaillée pour le contrôle unité à la même position $dx = 2,25m$, donne le détail de toutes les étapes mentionnées précédemment pour le calcul des flèches.

Par exemple, pour la rigidité à long-terme, on peut voir la partie long-terme du chargement et le coefficient de fluage calculé :

Long-terme rigidités et courbures sous chargement total	
Configuration	
Part à long terme de la charge appliquée = 70%	
Coefficient de fluage $\varphi = 2.214$	

Les propriétés de section non fissurée (état I) et fissurée (II) sont également disponibles dans un tableau :

Caractéristiques de la section									
Type d'élément	t_y [m]	t_z [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	x_i [m]	A_{st} [m ²]	A_{sc} [m ²]	A_s [m ²]
Linéaire	0	0	0.15	$3.13 \cdot 10^{-3}$	$1.13 \cdot 10^{-3}$	0.25	-	-	-
Non fissurée	0	-0.019	0.193	$4.69 \cdot 10^{-3}$	$1.35 \cdot 10^{-3}$	0.27	$1.57 \cdot 10^{-3}$	$628 \cdot 10^{-6}$	$2.2 \cdot 10^{-3}$
Fissurée	0	0.053	0.102	$2.89 \cdot 10^{-3}$	$667 \cdot 10^{-6}$	0.197	$1.57 \cdot 10^{-3}$	$628 \cdot 10^{-6}$	$2.2 \cdot 10^{-3}$

Contrôle des contraintes de béton et calcul des efforts de fissuration										
Contrainte maximale de traction dans le béton										
$\sigma_{ct} = 8.35 \text{ MPa}$										
Etat de fissuration										
$\sigma_{ct} > f_{ct,eff} = 8.35 \text{ MPa} > 2.9 \text{ MPa} \Rightarrow$ Des fissures apparaissent.										
Contrainte dans l'armature sous charge de fissuration										
$\sigma_{sr} = 99.3 \text{ MPa}$										
Contrainte dans l'armature sous charge appliquée										
$\sigma_s = 282 \text{ MPa}$										
Coefficient de distribution										
$\zeta = \max \left(0; 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) = \max \left(0; 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{99.3}{282} \right)^2 \right) = 0.938 \quad (7.19)$										
N_{cr} [kN]	$M_{y,cr}$ [kNm]	$M_{z,cr}$ [kNm]	σ_{ct} [MPa]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	Section fissurée	σ_{sr} [MPa]	σ_s [MPa]	β [-]	ζ [-]	E_c [GPa]
0	59.6	0	8.35	2.9	OUI	99.3	282	0.5	0.938	10.3

Cela permet de calculer le ratio de rigidité, notamment le ratio de rigidité en flexion :

Rigidité flexionnelle E_y

$$E_{y,lin} = E_c \cdot I_y = 33 \cdot 3.13 \cdot 10^9 = 103 \text{ MNm}^2$$

$$E_{y,l} = E_{c,eff} \cdot I_{y,l} = 10.3 \cdot 4.69 \cdot 10^9 = 48.1 \text{ MNm}^2$$

$$E_{y,II} = E_{c,eff} \cdot I_{y,II} = 10.3 \cdot 2.89 \cdot 10^9 = 29.7 \text{ MNm}^2$$

$$E_{y} = \frac{1}{\frac{\zeta}{E_{y,II}} + \frac{1-\zeta}{E_{y,l}}} = \frac{1}{\frac{0.938}{29.7} + \frac{1-0.938}{48.1}} = 30.4 \text{ MN}\cdot\text{m}^2 \quad (7.18)$$

$$\text{RatioE}_y = \frac{E_y}{E_{y,lin}} = \frac{30.4}{103} = 0.295$$

Rigidité flexionnelle E_z

$$E_{z,lin} = E_c \cdot I_z = 33 \cdot 1.13 \cdot 10^9 = 37.1 \text{ MNm}^2$$

$$E_{z,l} = E_{c,eff} \cdot I_{z,l} = 10.3 \cdot 1.35 \cdot 10^9 = 13.8 \text{ MNm}^2$$

$$E_{z,II} = E_{c,eff} \cdot I_{z,II} = 10.3 \cdot 667 \cdot 10^6 = 6.85 \text{ MNm}^2$$

$$E_z = \frac{1}{\frac{\zeta}{E_{z,II}} + \frac{1-\zeta}{E_{z,l}}} = \frac{1}{\frac{0.938}{6.85} + \frac{1-0.938}{13.8}} = 7.07 \text{ MN}\cdot\text{m}^2 \quad (7.18)$$

$$\text{RatioE}_z = \frac{E_z}{E_{z,lin}} = \frac{7.07}{37.1} = 0.19$$

Et les ratios finaux à court et long-terme :

Ratios à court terme

Rigidité flexionnelle E_y

$$\text{RatioE}_{y,s} = \frac{E_{y,s}}{E_{y,lin}} = \frac{40.9 \cdot 10^6}{103 \cdot 10^6} = 0.397$$

Rigidité flexionnelle E_z

$$\text{RatioE}_{z,s} = \frac{E_{z,s}}{E_{z,lin}} = \frac{12.8 \cdot 10^6}{37.1 \cdot 10^6} = 0.344$$

Ratios

$$\text{ratio}_{u_{y,s}} = \frac{1}{\text{RatioE}_{z,s}} = \frac{1}{0.344} = 2.91$$

$$\text{ratio}_{u_{z,s}} = \frac{1}{\text{RatioE}_{y,s}} = \frac{1}{0.397} = 2.52$$

Ratios à long terme

Rigidité flexionnelle E_y

$$\text{RatioE}_{y,l} = \frac{E_{y,l}}{E_{y,lin}} = \frac{30.4 \cdot 10^6}{103 \cdot 10^6} = 0.295$$

Rigidité flexionnelle E_z

$$\text{RatioE}_{z,l} = \frac{E_{z,l}}{E_{z,lin}} = \frac{7.07 \cdot 10^6}{37.1 \cdot 10^6} = 0.19$$

Ratios

$$\text{ratio}_{u_{y,l}} = \frac{1}{\text{RatioE}_{z,l}} = \frac{1}{0.19} = 5.25$$

$$\text{ratio}_{u_{z,l}} = \frac{1}{\text{RatioE}_{y,l}} = \frac{1}{0.295} = 3.39$$

Puis toutes les composantes de flèche sont calculées ensemble avec les limites de flèche :

Flèche linéaire

$$\delta_{lin,y} = u_{ys} + u_{yl} = 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{lin,z} = u_{zs} + u_{zl} = -1.04 + -2.43 = -3.47 \text{ mm}$$

Flèche immédiate

$$\delta_{imm,y} = u_{yl} \cdot \text{ratio}_{u_{ys}} = 0 \cdot 2.91 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{imm,z} = u_{zl} \cdot \text{ratio}_{u_{zs}} = -2.43 \cdot 2.52 = -6.12 \text{ mm}$$

Flèche à court terme

$$\delta_{short,y} = u_{ys} \cdot \text{ratio}_{u_{ys}} = 0 \cdot 2.91 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{short,z} = u_{zs} \cdot \text{ratio}_{u_{zs}} = -1.04 \cdot 2.52 = -2.62 \text{ mm}$$

Flèche à long terme + fluage

$$\delta_{long,creep,y} = u_{yl} \cdot \text{ratio}_{u_{yl}} = 0 \cdot 5.25 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{long,creep,z} = u_{zl} \cdot \text{ratio}_{u_{zl}} = -2.43 \cdot 3.39 = -8.23 \text{ mm}$$

Flèche due au fluage

$$\delta_{creep,y} = u_{yl} \cdot (\text{ratio}_{u_{yl}} - \text{ratio}_{u_{ys}}) = 0 \cdot (5.25 - 2.91) = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{creep,z} = u_{zl} \cdot (\text{ratio}_{u_{zl}} - \text{ratio}_{u_{zs}}) = -2.43 \cdot (3.39 - 2.52) = -2.11 \text{ mm}$$

Flèche à long terme

$$\delta_{long,y} = \delta_{long,creep,y} - \delta_{creep,y} = 0 - 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{long,z} = \delta_{long,creep,z} - \delta_{creep,z} = -8.23 - -2.11 = -6.12 \text{ mm}$$

Flèche additionnelle

$$\delta_{add,y} = \delta_{short,y} + \delta_{long,creep,y} - \delta_{imm,y} = 0 + 0 - 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{add,z} = \delta_{short,z} + \delta_{long,creep,z} - \delta_{imm,z} = -2.62 + -8.23 - -6.12 = -4.73 \text{ mm}$$

Flèche additionnelle limite

$$\delta_{add,lim,y} = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{add,lim,z} = \frac{-l_{0z}}{\text{Lim}_{add}} = \frac{-5}{500} = -10 \text{ mm}$$

Flèche totale

$$\delta_{tot,y} = \delta_{short,y} + \delta_{long,creep,y} = 0 + 0 = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot,z} = \delta_{short,z} + \delta_{long,creep,z} = -2.62 + -8.23 = -10.8 \text{ mm}$$

Flèche totale limite

$$\delta_{tot,lim,y} = 0 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot,lim,z} = \frac{-l_{0z}}{\text{Lim}_{tot}} = \frac{-5}{250} = -20 \text{ mm}$$

Les limitations du contrôle de flèche sont les suivantes :

- La déformation due au retrait n'est pas automatiquement prise en compte.
- La vérification basée sur la limitation du rapport portée / hauteur conformément à l'article 7.4.2 n'est pas implémentée.
- Le calcul de la flèche dépend des efforts internes utilisés pour la rigidité réduite. C'est pourquoi le contrôle de la flèche ne fonctionne pas pour les cas où les efforts internes sont égaux à zéro mais les flèches sont non nulles. Typiquement, c'est le cas pour une structure en porte à faux avec un bord libre.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

SCIA Engineer distingue 3 types d'éléments avec leurs dispositions constructives :

- Poutre : vérification du ferrailage longitudinal et d'effort tranchant
- Poteau : vérification du ferrailage principal et transversal
- Poutre-dalle : vérification du ferrailage longitudinal uniquement

Toutes les dispositions constructives sont prises en compte automatiquement dans la « Configuration béton », dans la « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et « Dispositions constructives » :

The screenshot shows the 'Configuration béton' window with the 'Dispositions constructives' section expanded. A red box highlights the 'Poutre / Nervure' section, which includes 'Longitudinal' and 'Etriers' sub-sections. The table below represents the data visible in the screenshot.

Description	Symbole	Valeur	Défaut	Unité	Chapitre	Norme	Structure	Type de ...
Paramètres de conception par défaut								
▶ Ferrailage								
▶ Enrobage minimum								
▶ Option du solveur								
▶ Général								
▶ Efforts internes								
▶ Calcul As								
▶ Conversion en barres d'armature								
▶ Diagramme d'interaction								
▶ Cisaillement								
▶ Torsion								
▶ Limitation des contraintes								
▶ Efforts de fissuration								
▶ Ouverture de fissure								
▶ Flèches								
▶ Dispositions constructives								
▶ Poutre / Nervure								
▶ Longitudinal								
Contrôle de l'espacement minimal des barres		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		8.2(2)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Distance minimale entre barres	%l _{b,min}	20	20	mm	8.2(2)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de l'espacement maximal des barres		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>			Independent	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de l'espacement maximal des barres (torsion)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.3(4)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Espacement maximal des barres (torsion)	%l _{b,max}	350	350	mm	9.2.3(4)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de la section minimale d'armature		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.1.1(1)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de la section minimale d'armature pour L...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.1.1(1)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de la section maximale d'armature		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.1.1(3)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
▶ Etriers								
Contrôle du diamètre minimal du mandrin		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		8.3(2)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de l'espacement longitudinal maximal (ef...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.2(6)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle de l'espacement longitudinal maximal (to...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.3(3)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle espacement transversal maximal		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.2(8)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
Contrôle taux min. étriers		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		9.2.2(5)	EN 1992-1-1	Poutre,N...	Option d...
▶ Poutre-dalle								
▶ Poteau								

Le tableau ci-après présente les différentes vérifications de dispositions constructives qui peuvent être effectuées :

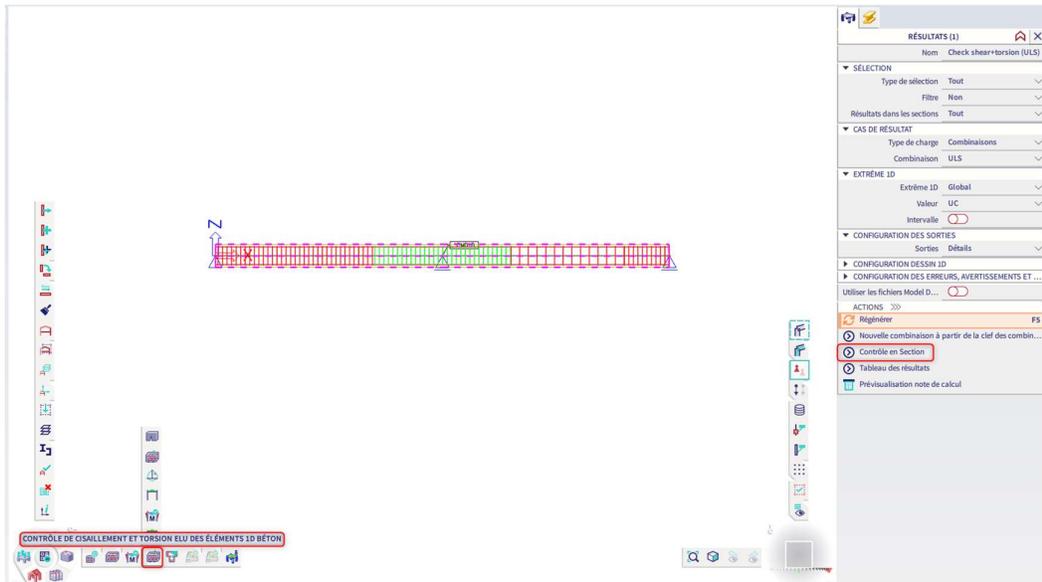
Type d'élément	Longitudinal (principal)	Cisaillement (transversal)
Poutre	<p>8.2(2) – Espacement net minimal des barres</p> <p>9.2.1.1(1) – Section d'acier longitudinale minimale</p> <p>9.2.1.1(3) – Section d'acier longitudinale maximale</p> <p>9.2.3(4) – Distance maximale, centre à centre, des armatures de torsion</p> <p>Indépendant de la norme – Espacement net maximal</p>	<p>6.2.3(3) – Pourcentage maximal d'armatures d'effort tranchant</p> <p>9.2.2(5) – Pourcentage minimal d'armatures d'effort tranchant</p> <p>9.2.2(6) – Espacement longitudinal maximal des étriers (cisaillement)</p> <p>9.2.2(8) – Espacement transversal maximal des étriers (cisaillement)</p> <p>9.2.3(3) – Espacement longitudinal maximal des étriers (torsion)</p>
Poteau	<p>8.2(2) – Espacement net minimal des barres</p> <p>9.5.2(1) – Diamètre minimal des barres longitudinales</p> <p>9.5.2(2) – Section minimale des barres longitudinales</p> <p>9.5.2(3) – Section maximale des barres longitudinales</p> <p>9.5.2(4) – Nombre minimal des barres longitudinales</p>	<p>9.2.3(3) – Espacement longitudinal maximal des étriers (torsion)</p> <p>9.5.3(1) – Diamètre minimal des armatures transversales</p> <p>9.5.3(3) – Espacement longitudinal maximal des armatures transversales</p>
Poutre-Dalle	<p>8.2(2) – Espacement net minimal des barres</p> <p>9.3.1.1(3) – Distance maximale des barres longitudinales</p>	-

✚ CONTRÔLE DE SECTION

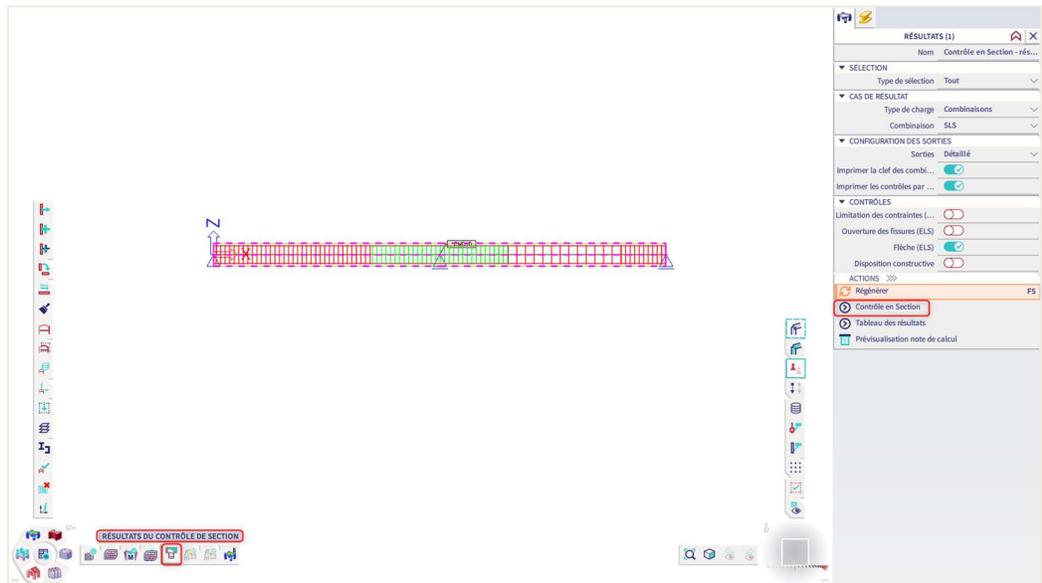
L'outil « Contrôle en section » peut être utilisé de deux manières différentes : avec ou sans un ferrailage pratique défini au préalable.

Le contrôle de section peut être lancé :

- Dans la fenêtre de propriétés pour un contrôle individuel



- Dans la fenêtre de propriétés pour les résultats du contrôle en section



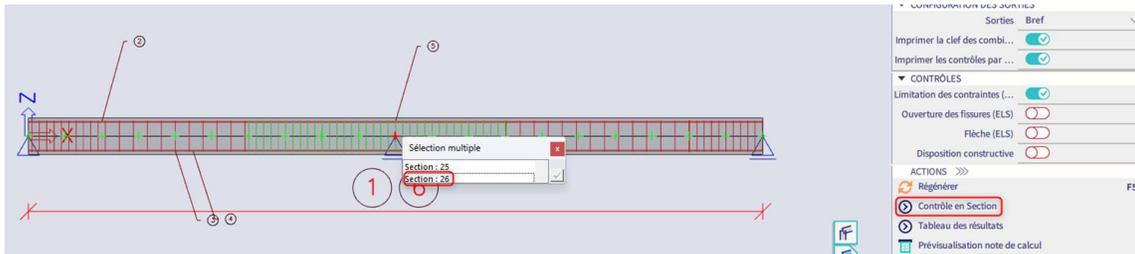
⇒ Avec ferrailage pratique

Exemple : « 3.2.6 – SCS – Avec ferrailage pratique.esa »

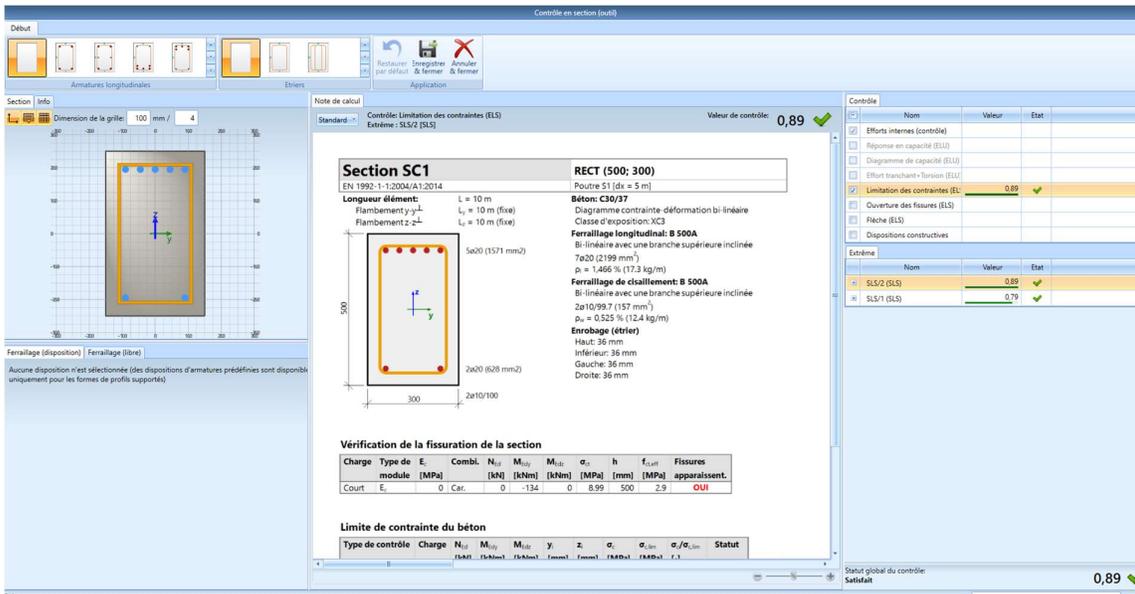
Le contrôle en section peut être ouvert à partir de tous les contrôles individuels.

Dans cet exemple, cliquer dans le poste de travail « Béton » sur l'icône « Résultats du contrôle de section ». Dans le panneau de propriétés, choisir le contrôle « Limitation des contraintes » sous les combinaisons ELS et cliquer sur l'action « Contrôle en section ».

Sélectionner la poutre et cliquer ensuite sur la position pour laquelle le contrôle doit être effectué. Par exemple, choisir ici la section 26 au milieu de la poutre :



L'outil « Contrôle en section » s'ouvre alors automatiquement :



Cette fenêtre est composée de 3 parties principales :

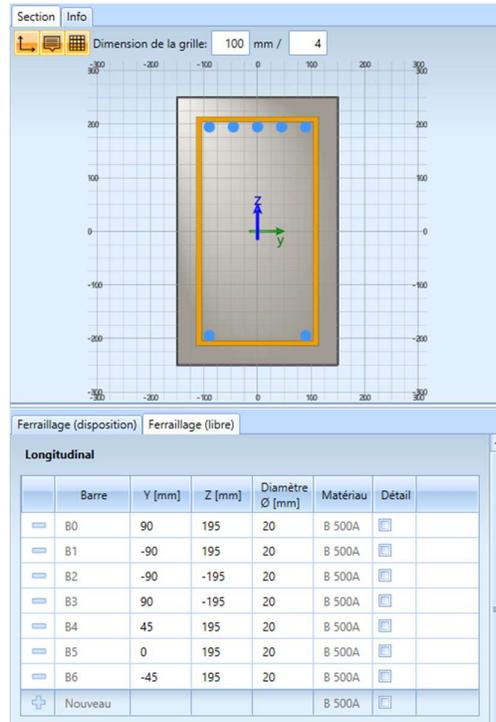
- Définition / modification du ferrailage
- Aperçu de la note
- Contrôles à effectuer sur les combinaisons ou cas de charges sélectionnés. Par défaut, seul le contrôle individuel sélectionné sera effectué, mais l'utilisateur peut en activer davantage s'il le souhaite.

Lorsqu'une combinaison ELS est sélectionnée dans le panneau de propriétés, seuls les contrôles ELS seront disponibles.

Lorsqu'une combinaison ELU est sélectionnée dans le panneau de propriétés, seuls les contrôles ELU seront disponibles.

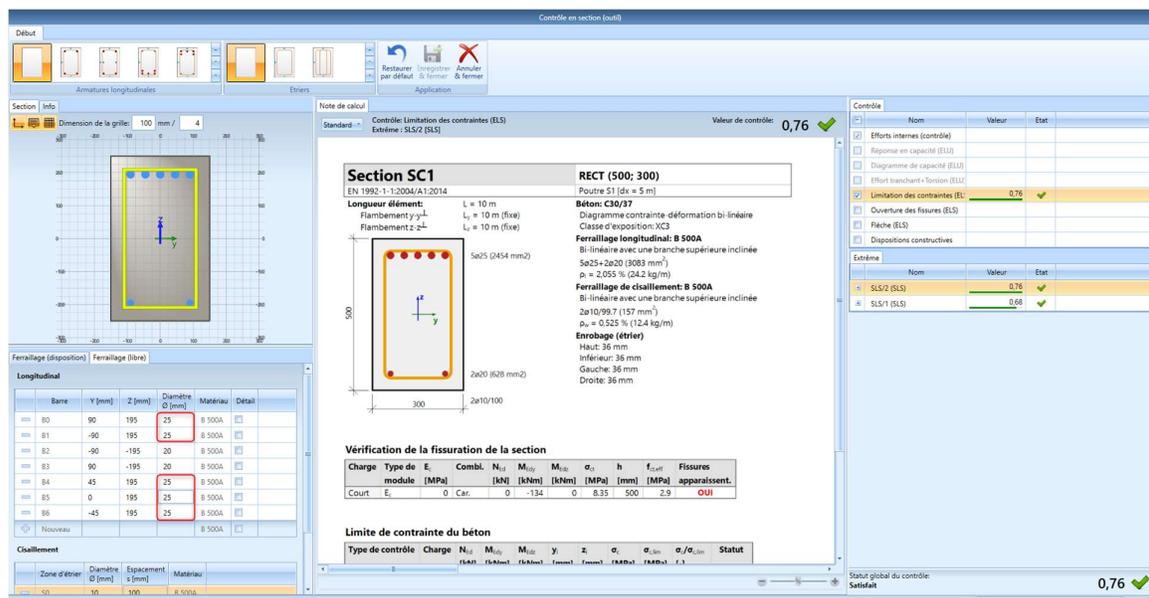
Dans cet exemple, la limitation des contraintes béton passe à 89%. Pour abaisser ce taux de travail, on pourrait modifier le ferrailage longitudinal. Cela peut se faire en modifiant le ferrailage pratique / utilisateur ou bien en adaptant localement le ferrailage dans la section étudiée (ici la section 26). On va ici adapter le ferrailage dans l'outil de contrôle de section directement.

Lorsqu'un ferrailage pratique / utilisateur a déjà été défini, il peut être édité et modifié dans « Ferrailage libre » :



Chaque barre présente, position et diamètre, est listée dans le tableau. Ces données peuvent être modifiées, supprimées ou bien de nouvelles barres peuvent être ajoutées.

Augmenter le diamètre des armatures supérieures B0, B1, B4, B5 et N6 de 20 à 25mm :

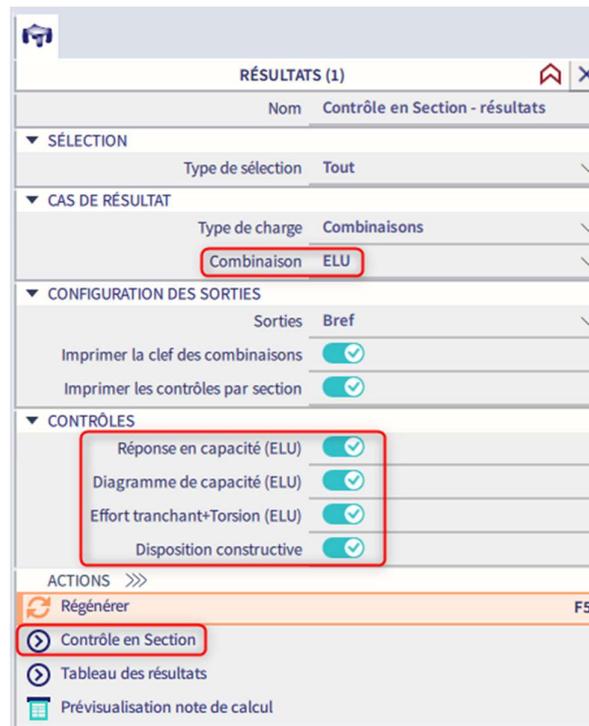


⇒ **Sans ferrailage pratique**

Exemple : « 3.2.6 – SCS – Sans ferrailage pratique.esa »

Lorsqu'aucun ferrailage pratique / utilisateur n'a été défini au préalable, il est possible de lancer l'outil de contrôle en section pour contrôler une section particulière d'un élément avec un ferrailage local sur cette section.

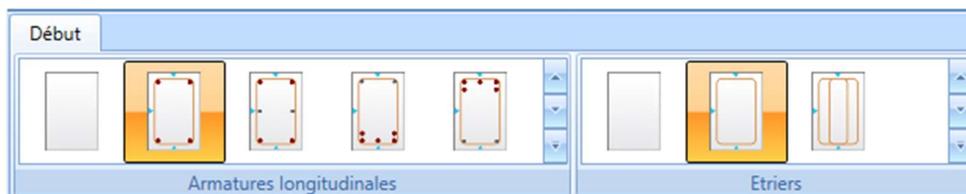
Dans cet exemple, cliquer dans le poste de travail « Béton » sur l'icône « Résultats du contrôle de section ». Dans le panneau de propriétés, choisir les combinaisons ELU pour effectuer les contrôles ELU :



Sélectionner la poutre et cliquer ensuite sur la position pour laquelle le contrôle doit être effectué. Par exemple, choisir ici la section 9 au milieu de la première travée de la poutre.

Tous les contrôles ne sont pas satisfaits, et le contrôle unité est à 3. La valeur 3 signifie que le contrôle ne peut pas être effectué à cause d'une erreur dans le calcul. Dans ce cas précis, c'est parce qu'il n'y a pas encore de ferrailage.

Il faut donc insérer un ferrailage. Pour commencer, il faut choisir un gabarit :



Puis modifier le diamètre dans le gabarit de ferrailage. Pour les barres longitudinales inférieures, changer le diamètre de 20mm dans l'onglet « Ferrailage (disposition) » :

Section Info

Dimension de la grille: 100 mm / 4

Ferrailage (disposition) Ferrailage (libre)

Longitudinal

Couche	Position	Barres N x	Diamètre Ø [mm]	Matériau	Détail
L1	haut	2	16	B 500A	<input type="checkbox"/>
L2	bas	2	20	B 500A	<input type="checkbox"/>

A noter qu'il est également possible de définir le ferrailage d'effort tranchant dans cette fenêtre.

Les résultats pour tous les contrôles ELU sont désormais les suivants :

Note de calcul

Standard -> Contrôle: Réponse en capacité (ELU)
Extrême: ELU/2 (ULS)

Valeur de contrôle: 0,85 ✓

Section SC1 EN 1992-1-1:2004/A1:2014 **RECT (500; 300)** Poutre S1 [dx = 2.5 m]

Longueur élément: L = 10 m
Flambement y-y: L_y = 10 m (fixe)
Flambement z-z: L_z = 10 m (fixe)

Béton: C30/37
Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Classe d'exposition: XC3

Ferrailage longitudinal: B 500A
Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée
2Ø20+2Ø16 (1030 mm²)
ρ_s = 0,687 % (8,09 kg/m)

Ferrailage de cisaillement: B 500A
Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée
2Ø8/200 (101 mm²)
ρ_{sv} = 0,168 % (3,95 kg/m)

Enrobage (étrier)
Haut: 25 mm
Inférieur: 25 mm
Gauche: 25 mm
Droite: 25 mm

Résumé de contrôle

Type d'élément	Fibre / Barre	ε _{extr} [‰]	σ _{extr} [MPa]	Contrôle déformation [-]	Contrôle contrainte [-]	CU [-]	Limite [-]	Statut
Béton	3	-0,831	9,5	0,24	0,48	0,85	1	OK
Ferrail.	3	1,93	386	0,09	0,85			

Distribution des contraintes et déformations

Contrôle

Nom	Valeur	Etat
Efforts internes (contrôle)		
Réponse en capacité (ELU)	0,85	✓
Diagramme de capacité (ELU)	0,81	✓
Effort tranchant+Torsion (ELU)	0,38	✓
Limitation des contraintes (EL)		
Ouverture des fissures (ELS)		
Flèche (ELS)		
Dispositions constructives	0,71	✓

Extrême

Nom	Valeur	Etat
ELU/2 (ULS)	0,85	✓
ELU/1 (ULS)	0,59	✓
ELU/3 (ULS)	0,43	✓

Statut global du contrôle:

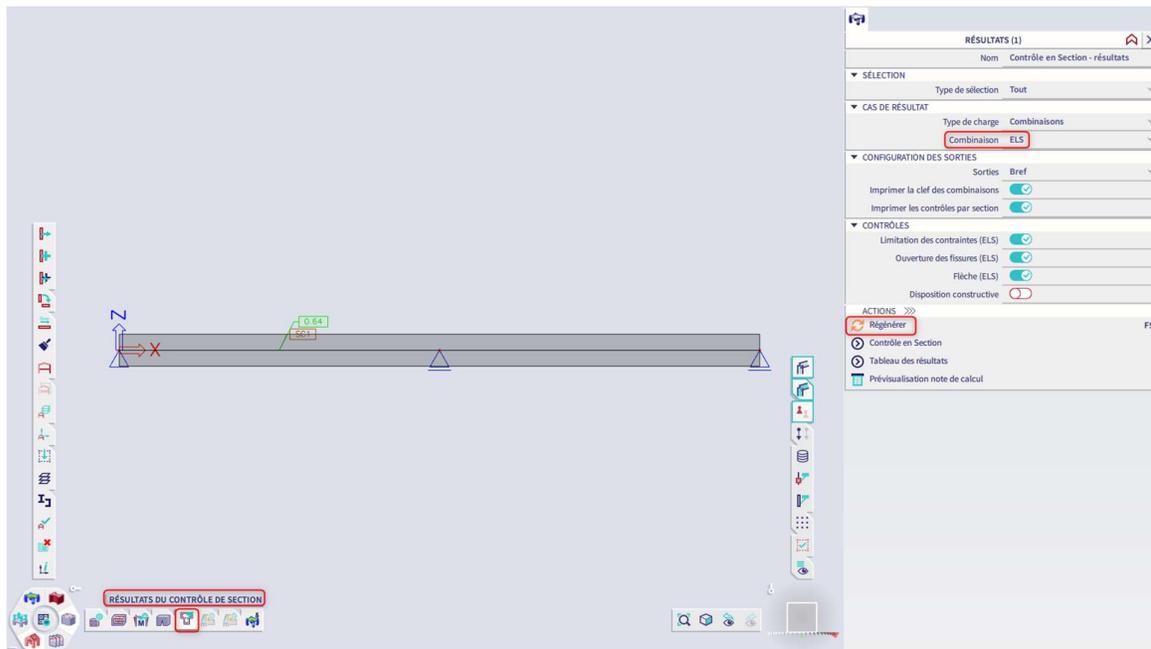
Une fois que la section est ferrillée et que les contrôles sont satisfaits, l'utilisateur peut sauvegarder le calcul de sa section avec l'option « Enregistrer et fermer » :



Une étiquette sera alors affichée sur la poutre :



Il est possible de lancer le contrôle de section pour les combinaisons ELS comme suit :



Si nécessaire, l'outil « Contrôle en section » peut également être ouvert pour recalculer la section pour satisfaire les contrôles ELS.

3.3. Calcul de poteau

3.3.1. Méthodes de calcul de ferrailage

Pour le calcul des poteaux, il y a trois types de calcul :

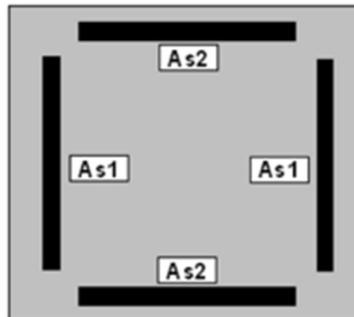
- Compression seule
- Flexion uniaxiale
- Flexion biaxiale

Lorsqu'on regarde d'un peu plus près le calcul des poteaux, deux différentes approches peuvent se distinguer :

- En « compression seule » et « flexion uniaxiale », SCIA Engineer utilise le même cœur de calcul que pour les poutres.
- En « flexion biaxiale », SCIA Engineer combine le cœur de calcul des poutres avec les formules d'interaction.

Aussi, le calcul en flexion uniaxiale a toujours comme résultat une configuration de ferrailage dans une direction, avec le même nombre de barres de ferrailage sur les bords parallèles.

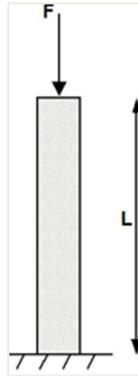
Le calcul en flexion biaxiale a comme résultat une configuration de ferrailage dans 2 directions. Le nombre de barres peut être différent par direction, mais est toujours le même sur les bords parallèles :



Le calcul en flexion uniaxiale est un type de calcul relativement simple, alors que le calcul en flexion biaxiale demande un processus itératif.

Il faut bien garder cela à l'esprit car c'est la raison pour laquelle le calcul en flexion uniaxiale est bien plus rapide.

CALCUL EN COMPRESSION SEULE



⇒ *Aucun ferrailage requis $N_{Ed} < N_{Rd}$*

Exemple : « 3.3.1 – Compression seule.esa »

Poteau étudié : B1

Géométrie :

Section du poteau : RECT 350x350mm²

Hauteur : 4,5m

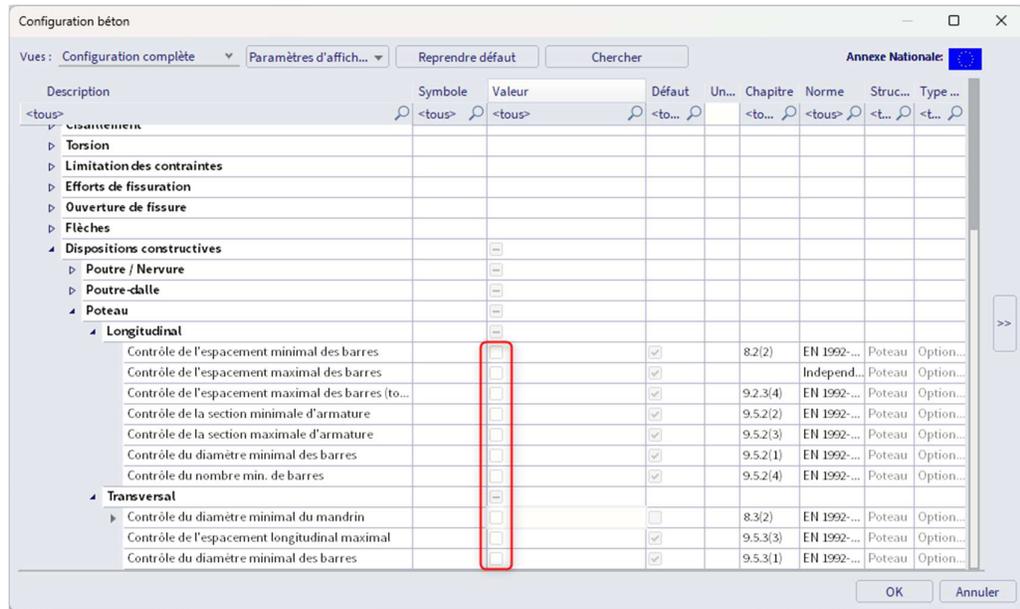
Qualité de béton : C45/55

Configuration Béton :

Dans les « Efforts internes ELU », les excentricités ne sont pas prises en compte :

Description	Symbole	Valeur	Défaut	Un...	Chapitre	Norme	Struc...	Type...
<tous>	<tous>	<tous>	<to...>	<to...>	<to...>	<tous>	<t...>	<t...>
Paramètres de conception par défaut								
Ferraillage								
Enrobage minimum								
Option du solveur								
Général								
Efforts internes								
Réduction de l'effort tranchant sur les appuis					6.2.1(8)	EN 1992-...	Poutr...	Option...
Réduction du moment sur les appuis					5.3.2.2 (4)	EN 1992-...	Poutr...	Option...
Décalage de la courbe de moment pour couvrir l'effort d...					9.2.1.3(2)	EN 1992-...	Poutr...	Option...
Imperfection géométrique dans l'ELU	$e_{i,ULS}$				5.2(2)	EN 1992-...	Poteau	Option...
Imperfection géométrique dans l'ELS	$e_{i,SLS}$				5.2(3)	EN 1992-...	Poteau	Option...
Excentricité minimale	e_{min}	Dans exc. de premier ordre			6.1(4)	EN 1992-...	Poteau	Option...
Excentricité de premier ordre avec le moment équivalent					5.8.8.2(2)	EN 1992-...	Poteau	Option...
Excentricité de second ordre	e_2	Non			Courbu...	5.8.5	EN 1992-...	Poteau
Coefficient de fluage effectif M_{0Eg}/M_{0Ed}	Coeff. μ_{eff}	1.00			1.00	-	5.8.4(2)	EN 1992-...
Modification des efforts internes								
Calcul As								
Conversion en barres d'armature								
Diagramme d'interaction								

Les dispositions constructives ne sont pas prises en compte, de manière à visualiser les résultats de base (conformément à l'Eurocode, mais un pourcentage minimal de ferrailage doit toujours être pris en compte).



Chargement :

LC1 : charge permanente : F = 1100kN

LC2 : charge variable : F = 1000kN

Cela signifie que le poteau est chargé par un simple effort de compression.

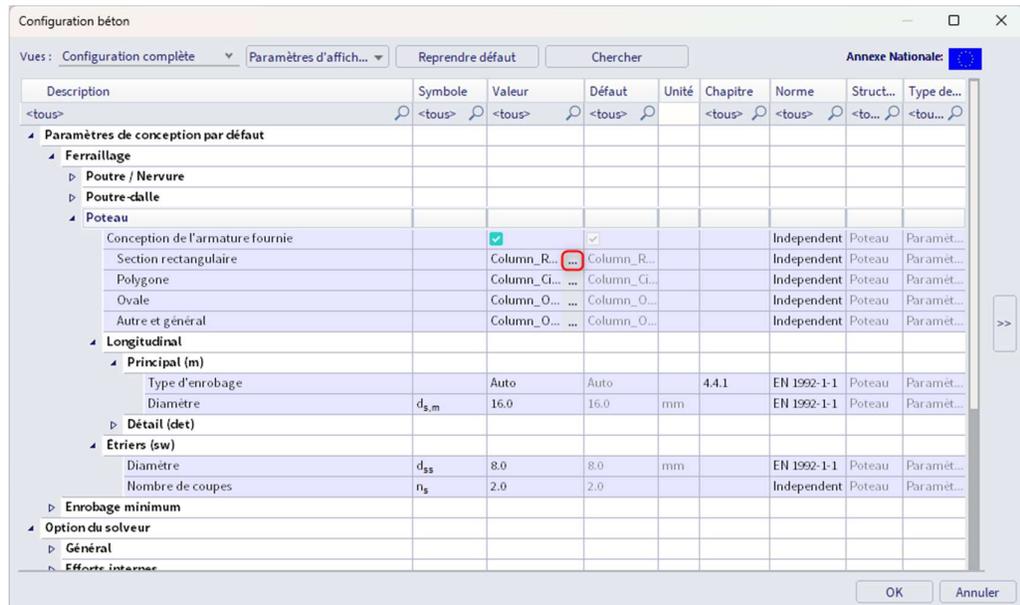
Combinaisons Eurocode :

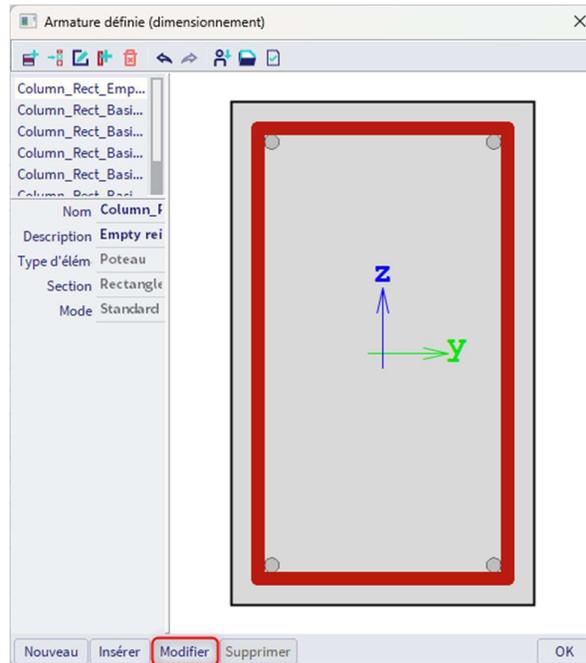
Combinaison ELU = 1,35*LC1 + 1,5*LC2

Effort normal de calcul $N_{Ed} = 1,35*1100 + 1,5*1000 = 2985kN$

Diamètre de barres :

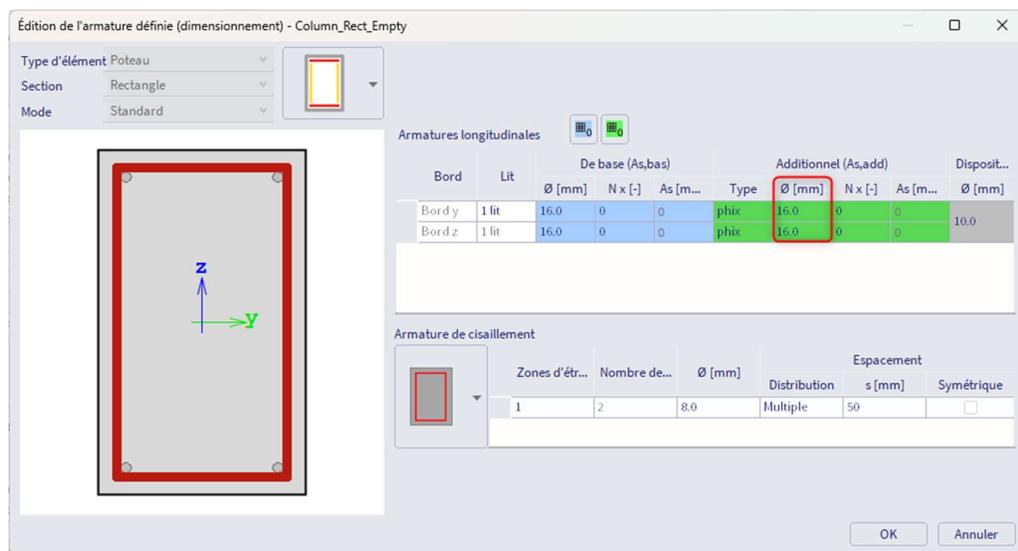
Le diamètre des barres est noté dans la « Configuration béton » et bien dans les « Données béton 1D » si elles sont appliquées (les données 1D écrasent toujours les données de la « Configuration béton »).





Par défaut, le diamètre des barres longitudinales principales est de 16mm. A partir de ce diamètre et de la classe d'exposition (par défaut XC3), l'enrobage est calculé. Cette information est nécessaire pour calculer le bras de levier des armatures.

NB : Pour modifier le diamètre par défaut de 16 à 20mm par exemple, cliquer sur « Modifier » le gabarit « Column_Rect_Empty » (ou celui correspondant à la forme du poteau), et changer la valeur du diamètre à prendre en compte (ferraillage défini additionnel).

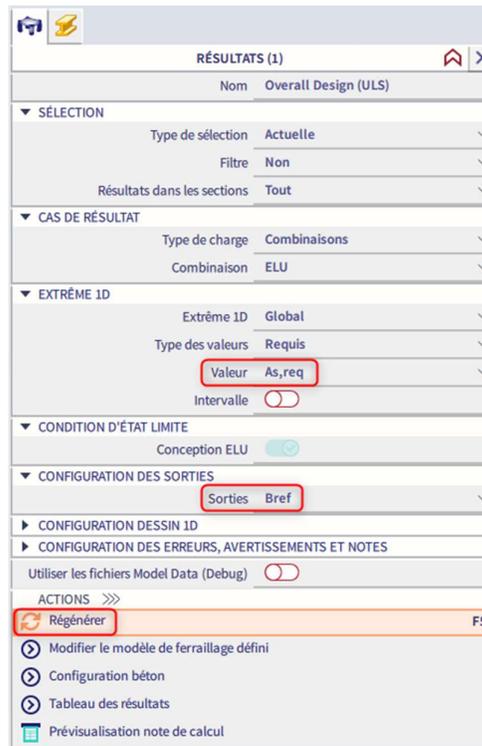


Résultats :

Dans le poste de travail « Béton », cliquer sur « Calcul du ferrailage des éléments 1D béton » :



Demander la valeur de $A_{s,req}$ pour l'élément B1, et cliquer sur l'action « Régénérer » :



Rien n'apparaît à l'écran et la sortie brève donne $A_{s,req} = 0$:

Dimensionnement du ferrailage 1D

Valeur: $A_{s,req}$
 Calcul linéaire
 Combinaison: ELU
 Système de coordonnées: Élément
 Extrême 1D: Global
 Sélection: B1

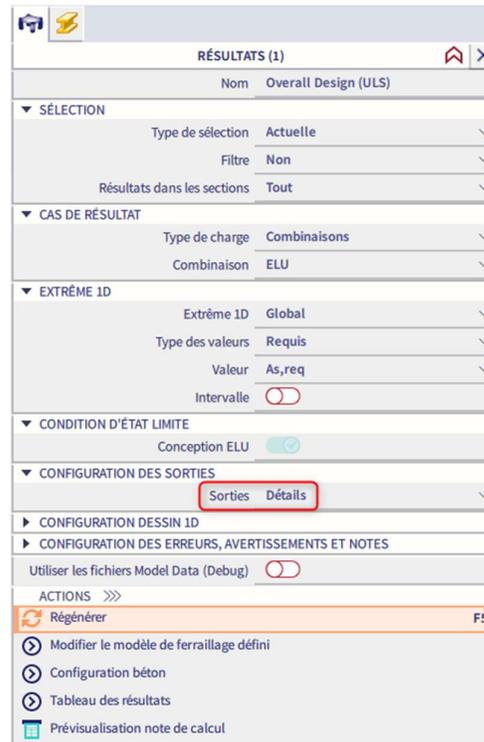
Poteaux - Ferrailage requis

Nom	dx [m]	Cas	Profil	$A_{s,req,z}$ [mm ²] $N_{a,req,z}$	$A_{s,req,y}$ [mm ²] $N_{a,req,y}$	$A_{s,req}$ [mm ²] $N_{a,req}$	$A_{s,swm,req}$ [mm ² /m] $N_{sw,req}$	$G_{l,req}$ [kg/m ³] $G_{w,req}$ [kg/m ³]
B1	0.000	ELU	CS1 - RECT (350; 350)	0 -	0 -	0 -	57 2e8/1778	0.00 2.04

Poids du ferrailage par unité de volume de béton

Élément	$G_{l,req}$ [kg/m ³]	$G_{w,req}$ [kg/m ³]	G_{req} [kg/m ³]
Poteaux	0.00	2.04	2.04
Total	0.00	2.04	2.04

La sortie précise qu'il faudrait prendre en compte les excentricités du premier et du second ordre :



Explication des erreurs, avertissements et remarques			
Indice	Type	Description	Solution
N2/1	Remar.	Les excentricités du premier et du second ordre doivent être prises en compte, car l'élément est considéré comme étant comprimé (des efforts normaux significatifs sont présents).	

NB : ce résultat est obtenu car toutes les dispositions constructives sont désactivées dans la « Configuration béton » !

Contrôle du ferrailage :

$$N_{Rd} = f_{cd} * \alpha * A_c$$

$$N_{Rd} = 30 * 1 * 350^2 / 1000 = 3675 \text{ kN}$$

Comme $N_{Rd} = 3675 \text{ kN} > N_{Ed} = 2985 \text{ kN}$, en effet aucun ferrailage théorique n'est nécessaire.

⇒ **Ferraillage requis $N_{Ed} > N_{Rd}$**

Exemple : « 3.3.1 – Compression seule.esa »

Poteau étudié : B2

Pour cet exemple, la même configuration que ci-dessus est utilisée, seule la charge ponctuelle permanente est augmentée à 2999kN.

Chargements :

LC1 : charge permanente : $F = 2000\text{kN}$

LC2 : charge variable : $F = 1000\text{kN}$

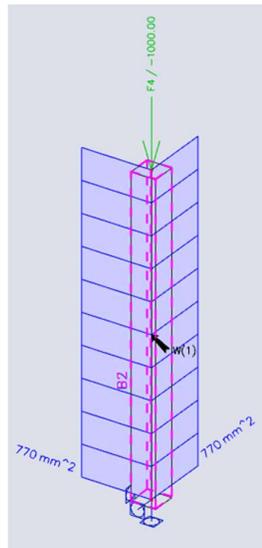
Combinaisons Eurocode :

Combinaison ELU = $1,35 \cdot \text{LC1} + 1,5 \cdot \text{LC2}$

Effort normal de calcul $N_{Ed} = 1,35 \cdot 2000 + 1,5 \cdot 1000 = 4200\text{kN}$

Résultats :

NB : SCIA Engineer montre à l'écran le ferraillage par direction. La section totale de ferraillage est en fait $770 + 770 = 1540\text{mm}^2$.



La sortie « brève » donne :

Dimensionnement du ferrillage 1D

Valeur: **A_{s,req}**
 Calcul linéaire
 Combinaison: ELU
 Système de coordonnées: Elément
 Extrême 1D: Global
 Sélection: B2
 Il y a 1 avertissements sur les éléments sélectionnés dont 1 sont affichés.
Poteaux - Ferrillage requis

Nom	dx [m]	Cas	Profil	A _{s,req,z} [mm ²] N _{a,req,z}	A _{s,req,y} [mm ²] N _{a,req,y}	A _{s,req} [mm ²] N _{a,req}	A _{s,lim,req} [mm ² /m] N _{w,req}	G _{L,req} [kg/m ³] G _{w,req} [kg/m ³]	E/A/N
B2	0.000	ELU	CS1 - RECT (350; 350)	770 2x1.9ø16	770 2x1.9ø16	1540 7.7ø16	0 Non requis	98.65 0.00	W6

Poids du ferrillage par unité de volume de béton

Élément	G _{L,req} [kg/m ³]	G _{w,req} [kg/m ³]	G _{req} [kg/m ³]
Poteaux	98.65	0.00	98.65
Total	98.65	0.00	98.65

La sortie « standard » donne :

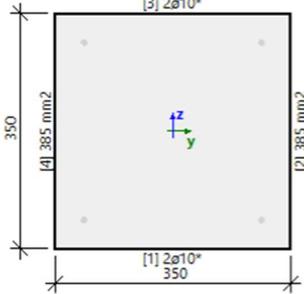
Poteau B2

EN 1992-1-1:2004/A1:2014

Longueur élément: L = 4.5 m

Flambement y-y⊥ L_y = 9.01 m (fixe)

Flambement z-z⊥ L_z = 9.01 m (fixe)



Béton: C45/55

Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire

Classe d'exposition: XC3

Ferrillage longitudinal: B 500A

Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée

4ø10* (314 mm²) (dispositions constructives)

ρ_l = 0.256 % (2.47 kg/m)

Ferrillage de cisaillement: B 500A

Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée

nullø0/0 (0 mm²)

ρ_w = NaN % (0 kg/m)

Enrobage (étrier)

Principal: 30 mm

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N _{Ed} [kN]	V _{Edy} [kN]	V _{Edz} [kN]	T _{Ed} [kNm]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]
ELU/2	-4200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1.35*LC1 + 1.50*LC2

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M _{0z} [kNm]	e ₁ [mm]	e _{min} [mm]	e _{0zd} [mm]	M _{0Ed} [kNm]	λ	λ _{lim} [-]	Flambement [-]	e _z [mm]	M _z [kNm]
ELU/2	y-y⊥ non calculé (calcul uniaxiale uniquement)									
	z-z⊥ non calculé (calcul uniaxiale uniquement)									

Ferrillage longitudinal

Défini	d ₁ [mm]	A _{s,min} [mm ²]	A _{s,ult} [mm ²]	ΔA _{s,T} [mm ²]	ΔA _{s,serV} [mm ²]	ΔA _{s,incr} [mm ²]	A _{s,req} [mm ²]	A _{s,prov} [mm ²]	G _{L,prov} [kg/m ³]	S _{min} [mm]	S _{max} [mm]
ΣZ	---	43	770	-	-	-	770	770	-	254	264
ΣY	---		770	-	-	-	770	770	-	0	0
Σ	---	ELU [-]	ELS [-]				A _{s,min} [mm ²]	ΣA _{s,req} [mm ²]	ΣA _{s,prov} [mm ²]	A _{s,max} [mm ²]	UC _{A,prov} [-]
		N-M	σ-ε	w _{lim}	σ _{s,lim}	σ _{c,lim}	1540	0		3.00	✗

Ferrillage de cisaillement

Défini	α	A _{plim,V} [mm ² /m]	A _{plim,T} [mm ² /m]	A _{plim,req} [mm ² /m]	A _{plim,prov} [mm ² /m]	ρ _{w,prov} [%]	G _{w,prov} [kg/m ³]	s _{c,tmax} [mm]	UC _{A,w,prov} [-]
[w] Non requis	90	-	-	0	0	0.00	0.0	0	0.00

Explication du nombre de barres :

Le diamètre des barres par défaut a été défini à 16mm.

Le tableau du ferrailage requis indique que chaque côté a besoin de 2φ16 (et 4φ16 par direction).

Cela entraîne un total de 8φ16 dans la section du poteau, ce qui peut être affiché par le ferrailage défini :

Poteau B2		RECT (350; 350)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014		Section 0 [dx = 0 m]
Longueur élément	L = 4.5 m	Béton: C45/55
Flambement y-y	L _y = 9.01 m (fixe)	Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Flambement z-z	L _z = 9.01 m (fixe)	Classe d'exposition: XC3
		Ferrailage longitudinal: B 500A
		Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée 8φ16 (1608 mm ²) ρ _l = 1.313 % (12.6 kg/m)
		Ferrailage de cisaillement: B 500A
		Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée nullø/0 (0 mm ²) ρ _w = NaN % (0 kg/m)
		Enrobage (étrier)
		Principal: 30 mm

Efforts internes de conception

Etat limite ultime

Cas	N _{Ed} [kN]	V _{Edy} [kN]	V _{Edz} [kN]	T _{Ed} [kNm]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]
ELU/2	-4200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.35*LC1+1.50*LC2						

Imperfactions et effet de second ordre

Cas	M _{0Ed} [kNm]	e ₁ [mm]	e _{min} [mm]	e _{0Ed} [mm]	M _{0Ed} [kNm]	λ	λ _{lim}	Flambement [-]	e ₂ [mm]	M ₂ [kNm]
ELU/2	y-y	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								

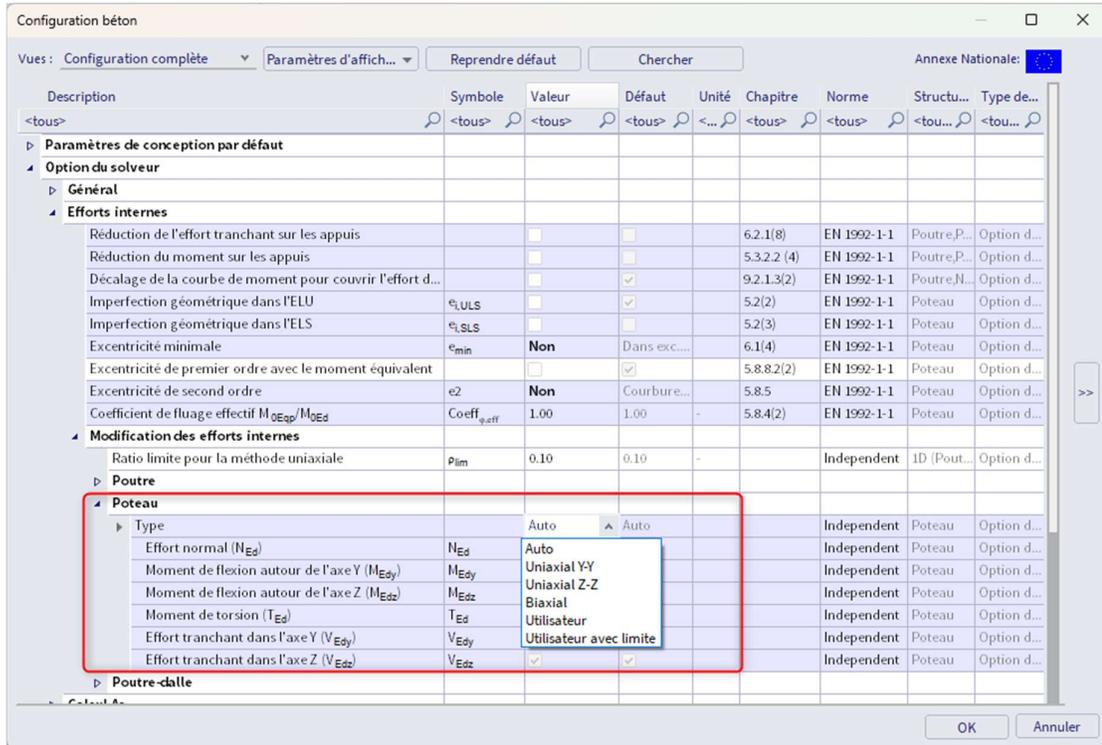
Ferrailage longitudinal

Défini	N _{s,prov,bas}	N _{s,prov,add}	d ₁ [mm]	A _{s,min} [mm ²]	A _{s,ult} [mm ²]	ΔA _{s,T} [mm ²]	ΔA _{s,parv} [mm ²]	ΔA _{s,incr} [mm ²]	A _{s,req} [mm ²]	A _{s,prov} [mm ²]	G _{l,prov} [kg/m ³]	s _{min} [mm]	s _{max} [mm]
Σ 6φ16	---	---	46	-	770	-	-	-	770	1206	103	113	129
									0.63%	0.98%		-	-
Σ 2φ16	---	---	46	-	770	-	-	-	770	402		0	0
									0.63%	0.33%		-	-
Σ 8φ16	---	---		ELU [-]	ELS [-]				A _{s,min} [mm ²]	ΣA _{s,req} [mm ²]	ΣA _{s,prov} [mm ²]	A _{s,max} [mm ²]	UC _{A,prov} [-]
				N-M	σ-ε	w _{lim}	σ _{s,lim}	σ _{c,lim}	1540	1608			0.96 ✓

CALCUL AVEC MOMENT FLÉCHISSANT ET EFFORT NORMAL

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans SCIA Engineer dans la « Configuration béton », dans les « Options du solveur », dans « Efforts internes » et « Modification des efforts internes » :

- Auto
- Uniaxiale Y-Y, autour de l'axe y
- Uniaxiale Z-Z, autour de l'axe z
- Biaxiale



La sélection « auto » pour la méthode de calcul est basée sur le ratio limite du moment de flexion pour la méthode uniaxiale. Le programme sélectionnera automatiquement la méthode uniaxiale ou biaxiale en fonction des valeurs de moments de flexion autour des axes y et z.

Les règles pour la sélection automatique de la méthode de calcul :

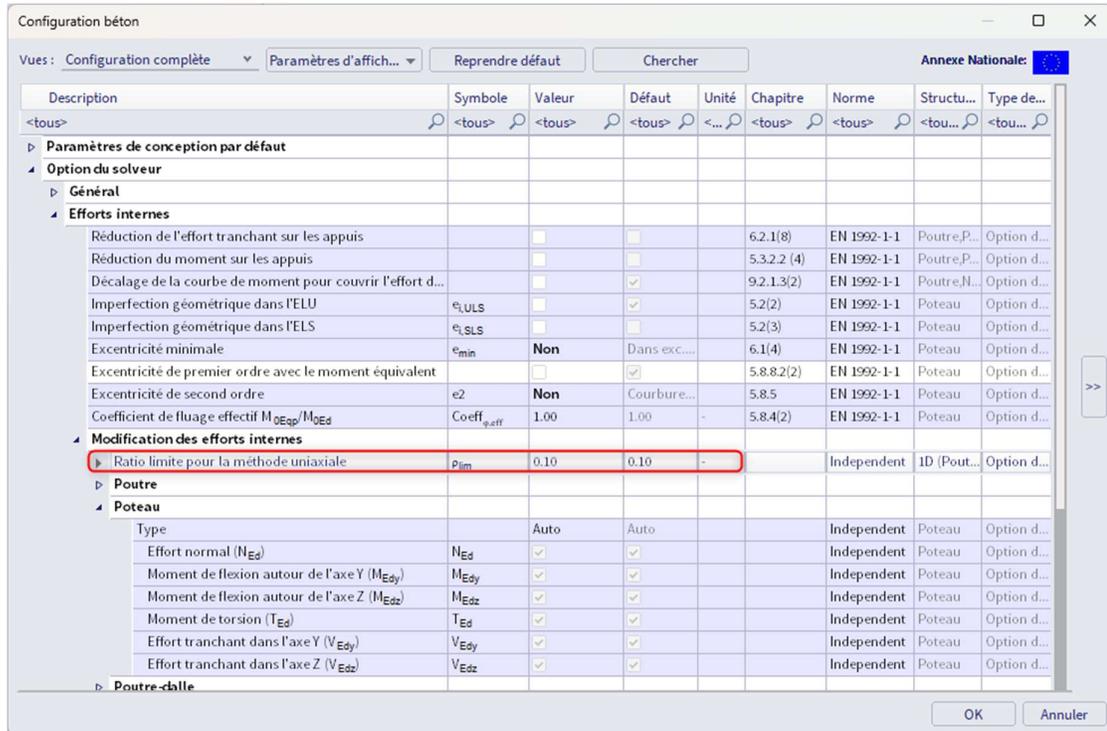
- Si $\rho_M \leq \rho_{M,lim}$: méthode uniaxiale
- Si $\rho_M \geq \rho_{M,lim}$: méthode biaxiale

$$\rho_M = \frac{\min\{|M_{Edy,max}|; |M_{Edz,max}|\}}{\max\{|M_{Edy,max}|; |M_{Edz,max}|\}}$$

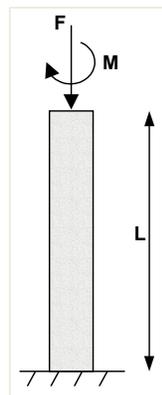
Avec :

- $M_{Edy,max}$: moment de calcul maximal autour de l'axe y de toutes les combinaisons dans la section en cours
- $M_{Edz,max}$: moment de calcul maximal autour de l'axe z de toutes les combinaisons dans la section en cours
- $\rho_{M,lim}$: ratio limite des moments de flexion pour la méthode uniaxiale chargée depuis les paramètres béton.

Les paramètres pour le ratio limite :



⇒ **Calcul du moment de flexion uniaxial**



Principe :

Le ferrailage est calculé pour N_{Ed} et un moment de flexion $M_{Ed,y}$ ou bien $M_{Ed,z}$:

- Uniaxial autour de y : $M_{Ed,z}$ est ignoré, le ferrailage est calculé uniquement pour N_{Ed} et $M_{Ed,y}$.
- Uniaxial autour de z : $M_{Ed,y}$ est ignoré, le ferrailage est calculé uniquement pour N_{Ed} et $M_{Ed,z}$.

Si la méthode « Auto » ou une méthode de calcul est sélectionnée et que $\rho_M \leq \rho_{M,lim}$, la règle pour choisir entre la méthode uniaxiale autour de y ou de z est :

- Si $M_{Ed,y} > M_{Ed,z}$, alors $A_s = A_{sy}$ est calculé pour les efforts N_{Ed} et $M_{Ed,y}$.
- Si $M_{Ed,z} > M_{Ed,y}$, alors $A_s = A_{sz}$ est calculé pour les efforts N_{Ed} et $M_{Ed,z}$.

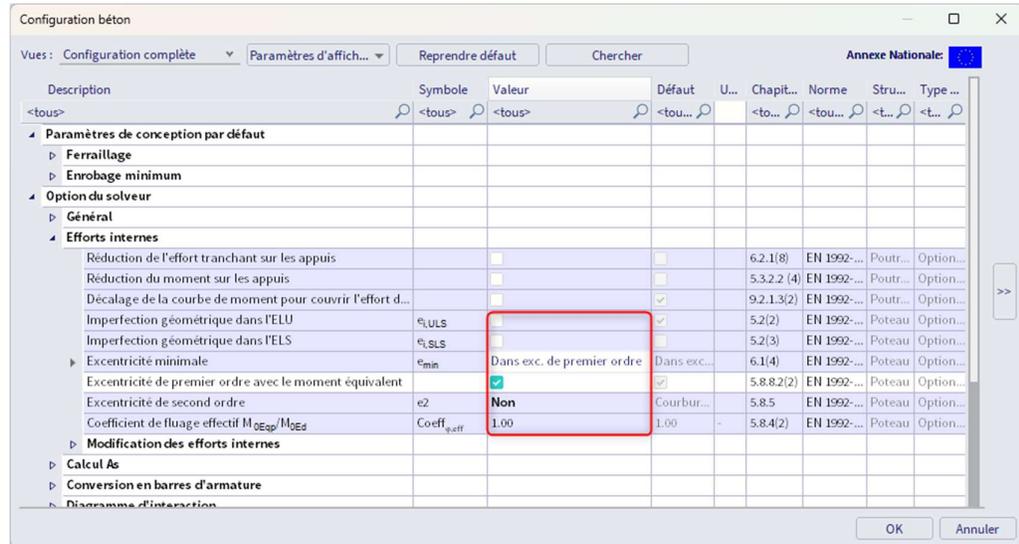
Exemple : « 3.3.1 – Moment de flexion uniaxial.esa »

Géométrie :

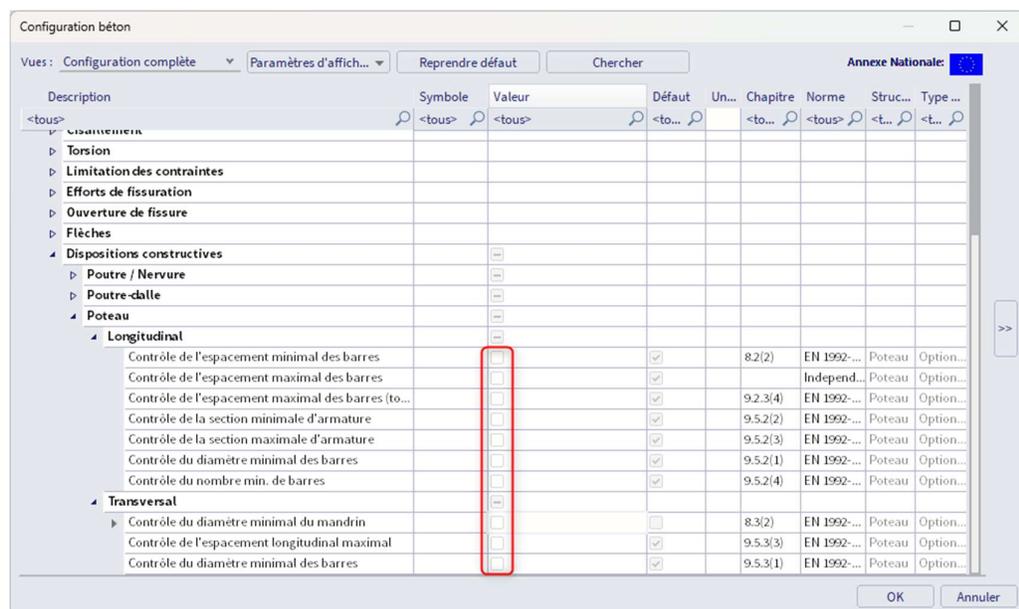
Section du poteau : RECT 350x350mm²
 Hauteur : 4,5m
 Qualité de béton : C45/55

Configuration Béton :

Dans les « Efforts internes ELU », les excentricités ne sont pas prises en compte (seuls les moments du premier ordre sont pris en compte).



Les dispositions constructives ne sont pas prises en compte, de manière à visualiser les résultats de base (conformément à l'Eurocode, mais un pourcentage minimal de ferrailage doit toujours être pris en compte).



Chargement :

Poteau B1 :

LC1 : charge permanente : $F = 500\text{kN}$ et $M_y = 100\text{kN.m}$

LC2 : charge variable : $F = 1000\text{kN}$ and $M_y = 100\text{kN.m}$

Poteau B2 :

LC1 : charge permanente : $F = 500\text{kN}$ et $M_y = 100\text{kN.m}$

LC2 : charge variable : $F = 1000\text{kN}$ and $M_y = 100\text{kN.m}$ et $M_z = 10\text{kN.m}$

Combinaisons Eurocode :

Combinaison ELU = $1,35 \cdot LC1 + 1,50 \cdot LC2$

Effort normal de calcul $N_{Ed} = 1,35 \cdot 500 + 1,50 \cdot 1000 = 2175\text{kN}$

Moment de calcul $M_{y,d} = 1,35 \cdot 100 + 1,50 \cdot 100 = 285\text{kN.m}$

Moment de calcul additionnel dans le poteau B2 : $M_{z,d} = 22,5\text{kN.m}$

Résultats :

Dans le poste de travail « Béton », cliquer sur « Calcul du ferrailage des éléments 1D béton », et demander la valeur de $A_{s,req}$ pour l'élément B1, et cliquer sur l'action « Régénérer ».

La sortie « détaillée » pour le poteau B1 donne :

Efforts internes de conception							
État limite ultime							
Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	
ELU/1	-500.0	-	0.0	0.0	-100.0	-	
LC1							
ELU/2	-2175.0	-	0.0	0.0	-285.0	-	
1.35*LC1+1.50*LC2							
ELU/3	-675.0	-	0.0	0.0	-135.0	-	
1.35*LC1							

Imperfections et effet de second ordre										
Cas	M_{0e} [kNm]	e_i [mm]	e_{min} [mm]	e_{0Ed} [mm]	M_{0Ed} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]
ELU/1	y-y	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
ELU/2	y-y	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
ELU/3	y-y	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								

Les résultats numériques du calcul sont les suivants (sortie standard) :

Poteau B1		RECT (350; 350)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014		Section 0 [dx = 0 m]
Longueur élément	L = 4.5 m	Béton: C45/55
Flambement y-y	$L_y = 9.01\text{ m}$ (fixe)	Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Flambement z-z	$L_z = 9.01\text{ m}$ (fixe)	Classe d'exposition: XC3
		Ferrailage longitudinal: B 500A
		Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée
		$4\phi 10^*$ (314 mm^2) (dispositions constructives)
		$\rho_l = 0.256\%$ (2.47 kg/m)
		Ferrailage de cisaillement: B 500A
		Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée
		$2\phi 8/1000$ (101 mm^2)
		$\rho_w = 0.029\%$ (0.789 kg/m)
		Enrobage (étrier)
		Principal: 30 mm

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
ELU/2	-2175.0	-	0.0	0.0	-285.0	-
1.35*LC1+1.50*LC2						

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0e} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0Ed} [mm]	M_{0Ed} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]
ELU/2		y-y \perp non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
		z-z \perp non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								

Ferrailage longitudinal

Défini	d_1 [mm]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,ult}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,T}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,serv}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,incr}$ [mm ²]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	$G_{l,prov}$ [kg/m ³]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]
Σ ---	43	-	3180	-	-	-	3180	-	-	254	264
ΣY ---							2.6%	-	-	0	0
Σ ---											
		ELU [-]	ELS [-]				$A_{s,min}$ [mm ²]	$\Sigma A_{s,req}$ [mm ²]	$\Sigma A_{s,prov}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	UC $A_{s,prov}$ [-]
		N-M σ - ϵ	w_{lim}	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$						3.00 ✗
		0.99 ✓	1.00 ✓	-	-	-	-	3180	0		

Le ferrailage défini serait :

Poteau B1
EN 1992-1-1:2004/A1:2014

Longueur élément: L = 4,5 m
Flambement y-y \perp : L_y = 9.01 m (fixe)
Flambement z-z \perp : L_z = 9.01 m (fixe)

RECT (350; 350)
Section 0 [dx = 0 m]

Béton: C45/55
Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Classe d'exposition: XC3

Ferrailage longitudinal: B 500A
Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée
16ø16 (3217 mm²)
 $\rho_l = 2.626\%$ (25.3 kg/m)

Ferrailage de cisaillement: B 500A
Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée
2ø8/1000 (101 mm²)
 $\rho_w = 0.029\%$ (0.789 kg/m)

Enrobage (étrier)
Principal: 30 mm

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
ELU/2	-2175.0	-	0.0	0.0	-285.0	-
1.35*LC1+1.50*LC2						

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0e} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0Ed} [mm]	M_{0Ed} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]
ELU/2		y-y \perp non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
		z-z \perp non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								

Ferrailage longitudinal

Défini	d_1 [mm]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,ult}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,T}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,serv}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,incr}$ [mm ²]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	$G_{l,prov}$ [kg/m ³]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]
Σ 16ø16	46	-	3180	-	-	-	3180	3217	206	21	37
ΣY ---							2.6%	2.63%	-	0	0
Σ 16ø16											
		ELU [-]	ELS [-]				$A_{s,min}$ [mm ²]	$\Sigma A_{s,req}$ [mm ²]	$\Sigma A_{s,prov}$ [mm ²]	$A_{s,max}$ [mm ²]	UC $A_{s,prov}$ [-]
		N-M σ - ϵ	w_{lim}	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$						0.99 ✓
		0.99 ✓	1.00 ✓	-	-	-	-	3180	3217		

La sortie « détaillée » pour le poteau B2 donne :

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
ELU/1	-500.0	-	0.0	0.0	-100.0	-
LC1						
ELU/2	-2175.0	-	0.0	0.0	-285.0	-
1.35*LC1+1.50*LC2						
ELU/3	-675.0	-	0.0	0.0	-135.0	-
1.35*LC1						

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0e} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0Ed} [mm]	M_{0Ed} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]	
ELU/1											
	y-y	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
ELU/2											
	y-y	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
ELU/3											
	y-y	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								

Et la sortie standard :

Poteau B2

EN 1992-1-1:2004/A1:2014

Longueur élément: $L = 4.5$ m

Flambement y-y: $L_y = 9.01$ m (fixe)

Flambement z-z: $L_z = 9.01$ m (fixe)

RECT (350; 350)

Section 0 [dx = 0 m]

Béton: C45/55

Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire

Classe d'exposition: XC3

Ferrailage longitudinal: B 500A

Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée

$4\phi 10^*$ (314 mm²) (dispositions constructives)

$\rho_l = 0.256\%$ (2.47 kg/m)

Ferrailage de cisaillement: B 500A

Bi-linéaire avec une branche supérieure inclinée

$2\phi 8/1000$ (101 mm²)

$\rho_w = 0.029\%$ (0.789 kg/m)

Enrobage (étrier)

Principal: 30 mm

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
ELU/2	-2175.0	-	0.0	0.0	-285.0	-
1.35*LC1+1.50*LC2						

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0e} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0Ed} [mm]	M_{0Ed} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]	
ELU/2											
	y-y	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								
	z-z	⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)								

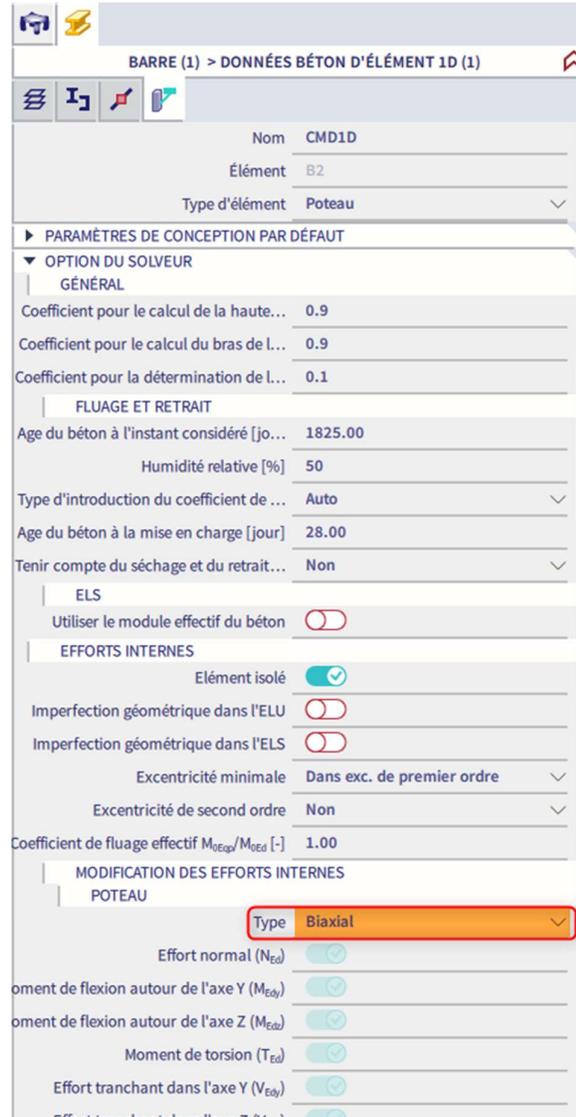
Ferrailage longitudinal

Défini	$N_{a,prov,bas}$	$N_{a,prov,add}$	d_1 [mm]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,ult}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,T}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,serV}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,incr}$ [mm ²]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	$G_{l,prov}$ [kg/m ²]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]
Σ	---	---	43	-	3180	-	-	-	3180	-	-	254	264
									2.6%			-	-
ΣY	---	---										0	0
												-	-
Σ	---	---		ELU [-]	ELS [-]				$A_{s,min}$	$\Sigma A_{s,req}$	$\Sigma A_{s,prov}$	$A_{s,max}$	$UC_{As,prov}$
				N-M	$\sigma-\epsilon$	w_{lim}	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]
				0.99✓	1.00✓	-	-	-	3180	0			3.00✗

Le ferrailage défini serait le même que pour le poteau B1.

Même si un moment de flexion supplémentaire est présent dans la direction z dans le poteau B2, conformément au ratio limite, la méthode uniaxiale a été utilisée, et la même quantité de ferrailage est requise pour les poteaux B1 et B2.

L'utilisateur a la possibilité de forcer l'utilisation de la méthode biaxiale pour le poteau B2 en utilisant les « données béton 1D » dans les propriétés de chaque élément :



La quantité de ferrailage requis sera légèrement supérieure dans ce cas puisque M_{Edz} est aussi pris en compte.

Efforts internes de conception							
État limite ultime							
Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	
ELU/2	-2175.0	0.0	0.0	0.0	-285.0	-43.5	
1.35*LC1 + 1.50*LC2							
Imperfections et effet de second ordre							
Cas	M_{0z} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0z} [mm]	M_{0z} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]
ELU/2	$y-y \perp$	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)					
	$z-z \perp$	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)					

✚ POTEAU CIRCULAIRE

Pour les poteaux circulaires et ovales, la méthode de calcul est toujours de type biaxial, indépendamment de la méthode de calcul définie dans la « Configuration béton ».

Pour ces poteaux, le nombre nécessaire de barres est réparti de manière égale le long des côtés du poteau.

Exemple : « Poteau circulaire.esa »

Géométrie :

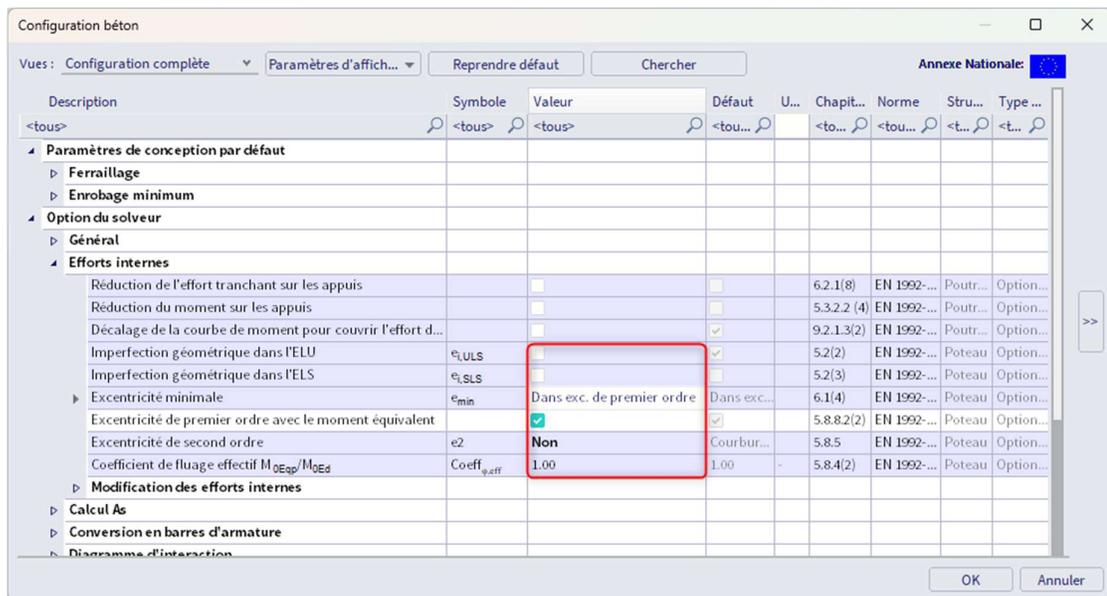
Section : CIRC diamètre 400mm
 Hauteur : 4,5m
 Qualité de béton : C45/55

Chargement :

$N_{Ed} = 2175,00\text{kN}$
 $M_{yd} = 142,50\text{kN.m}$
 $M_{zd} = 0\text{kN.m}$

Configuration béton :

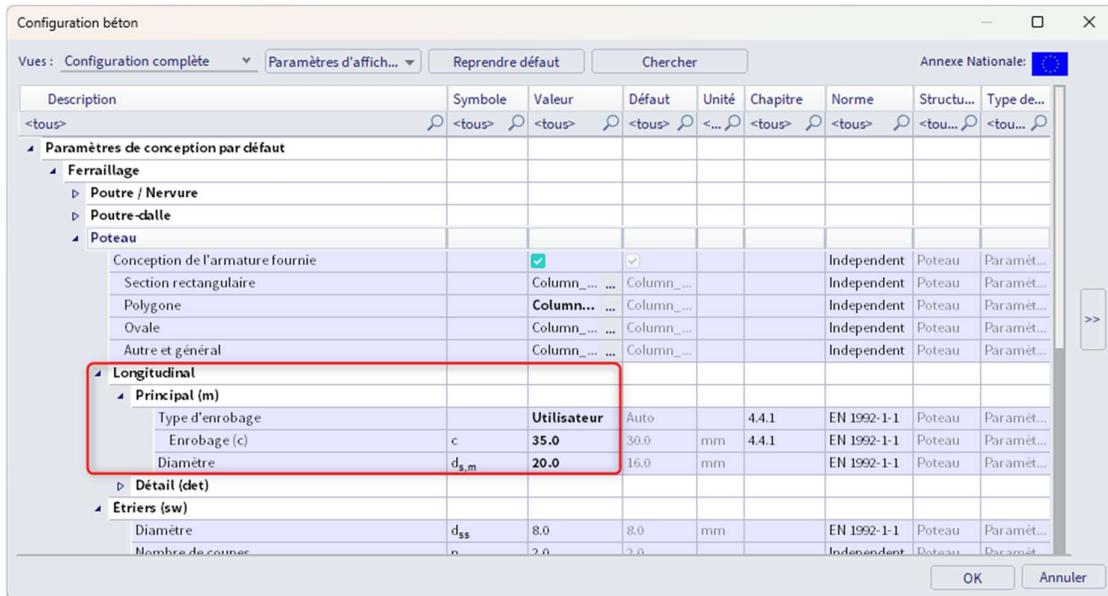
Les imperfections géométriques et les moments du second ordre sont désactivés :



Toutes les dispositions constructives sont prises en compte.

Paramètres de conception par défaut :

Le diamètre des barres est défini à 20mm dans la « Configuration béton » ou bien dans les « Données béton 1D » (si appliquées) :



Résultats :

Dans le poste de travail « Béton », cliquer sur « Calcul du ferrailage des éléments 1D béton », et demander la valeur de $A_{s,req}$, et cliquer sur l'action « Régénérer ».

La sortie « standard » donne :

Poteau B1	CIRC (400)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014	Section 0 [dx = 0 m]
Longueur élément: L = 4.5 m	Béton: C45/55
Flambement $y-y^\perp$: $L_y = 9.01$ m (fixe)	Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Flambement $z-z^\perp$: $L_z = 4.5$ m (fixe)	Classe d'exposition: XC3
	Ferrailage longitudinal: B 500A
	Bi-linéaire sans branche supérieure inclinée
	5ø20 (1571 mm ²)
	$\rho_l = 1.250\%$ (12.3 kg/m)
	Ferrailage de cisaillement: B 500A
	Bi-linéaire sans branche supérieure inclinée
	2ø8/400 (101 mm ²)
	$\rho_w = 0.105\%$ (1.97 kg/m)
	Enrobage (étrier)
	Principal: 35 mm

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
CO1/2 1.35*LC1+1.50*LC2	-2175.0	-	0.0	0.0	-142.5	-

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0e} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0e} [mm]	M_{0e} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]	
CO1/2											
	$y-y^\perp$	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)									
	$z-z^\perp$	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)									

Ferrailage longitudinal

Défini		d_1	$A_{s,min}$	$A_{s,ult}$	$\Delta A_{s,T}$	$\Delta A_{s,ser}$	$\Delta A_{s,incr}$	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	$G_{l,prov}$	S_{min}	S_{max}	
$N_{s,prov,bas}$	$N_{s,prov,add}$	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kg/m ³]	[mm]	[mm]					
-	5ø20	---	53	500	1159	-	-	-	1159	1571	98.1	153	173
								0.92%	1.25%			-	≤236
Σ	5ø20	---	ELU [-]		ELS [-]		$A_{s,min}$	$\Sigma A_{s,req}$	$\Sigma A_{s,prov}$	$A_{s,max}$	UC _{A_{s,prov}}		
			N-M	σ-ε	w _{lim}	σ _{s,lim}	σ _{c,lim}	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	
			0.95✓	1.00✓	-	-	-	500≤	1159	1571	≤5027		0.74✓

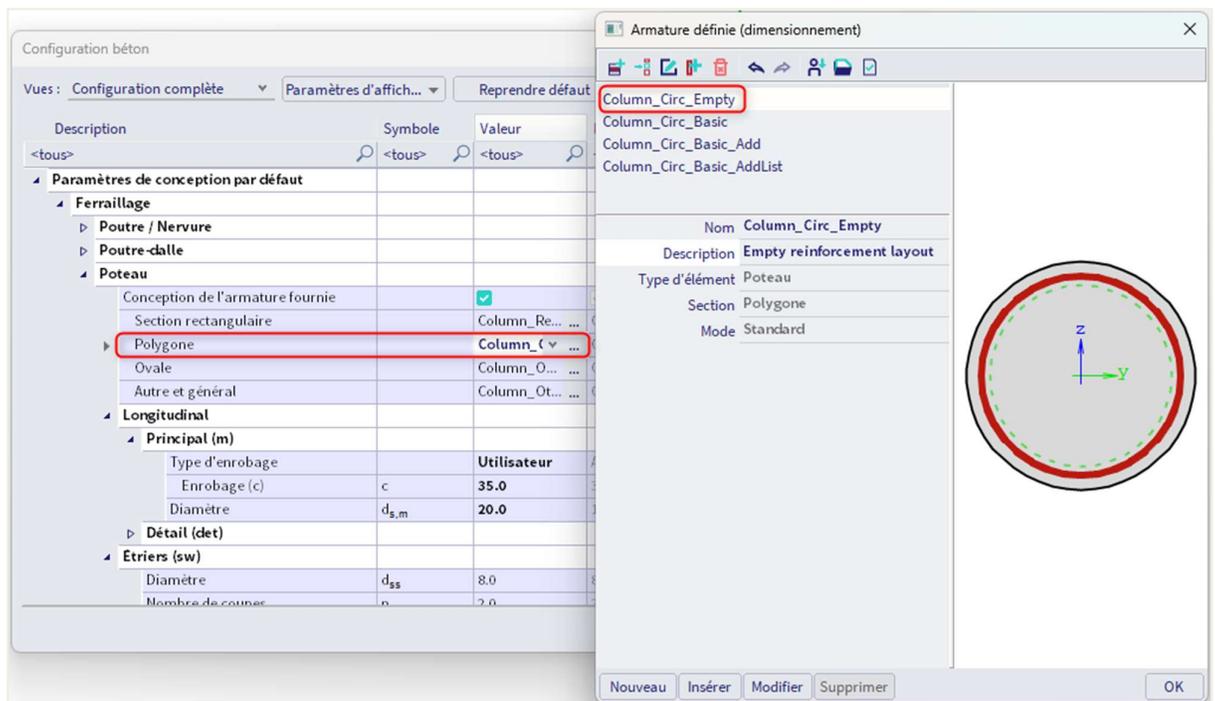
Dans cet exemple, $A_{s,req}$ est déterminé par la quantité minimale de ferrailage selon les dispositions constructives, $A_{s,det,min}$.

Comme $A_{s,req} = 1159\text{mm}^2$, le logiciel propose 5 barres de 20mm ($5 \times 314\text{mm}^2 = 1571\text{mm}^2 = A_{s,req,bar}$), qui est la quantité de barres la plus proche pour satisfaire $A_{s,req,bar} > A_{s,req}$.

A noter que SCIA Engineer utilise la section réelle des barres pour calculer la section de ferrailage nécessaire. Donc le ferrailage nécessaire final affiché à l'écran est $A_{s,req,bar}$.

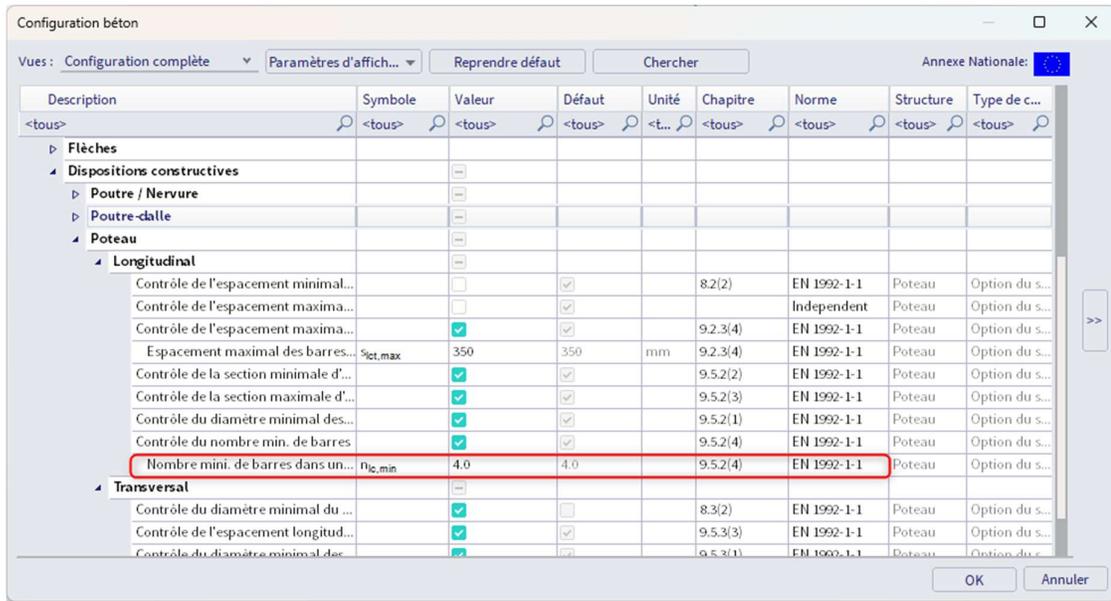
Remarque 1 :

Si l'utilisateur choisit un gabarit sans barres prédéfinies dans les paramètres de conception par défaut, par exemple « Column_Circ-Empty », le logiciel affichera uniquement $A_{s,req}$ et pas $A_{s,req,bar}$ comme mentionné ci-dessus.



Remarque 2 :

Conformément à l'EN 1992-1-1, art. 9.5.2(4), un minimum de nombre de barres dans un poteau circulaire est demandé. Ce paramètre est défini par défaut à 4 dans la « Configuration béton » :



En augmentant les charges :

$$F_z = -1250\text{kN}$$

$$M = 50\text{kN.m}$$

Les résultats deviennent les suivants.

Exemple : « Poteau circulaire avec charges augmentees.esa »

Poteau B1		CIRC (400)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014		Section 0 [dx = 0 m]
Longueur élément:	L = 4.5 m	Béton: C45/55
Flambement y-y [⊥]	L _y = 9.01 m (fixe)	Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Flambement z-z [⊥]	L _z = 4.5 m (fixe)	Classe d'exposition: XC3
		Ferraillage longitudinal: B 500A
		Bi-linéaire sans branche supérieure inclinée
		14ø20 (4398 mm ²)
		ρ _l = 3.500 % (34.5 kg/m)
		Ferraillage de cisaillement: B 500A
		Bi-linéaire sans branche supérieure inclinée
		2ø8/400 (101 mm ²)
		ρ _w = 0.105 % (1.97 kg/m)
		Enrobage (étrier)
		Principal: 35 mm

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	V_{Edy} [kN]	V_{Edz} [kN]	T_{Ed} [kNm]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
CO1/2	-2550.0	-	0.0	0.0	-196.7	-
1.35*LC1+1.50*LC2						

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0z}	e_1	e_{min}	e_{0Ed}	M_{0Ed}	λ	λ_{lim}	Flambement	e_2	M_2	
	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[kNm]	
CO1/2	y-y⊥	-142.5	21	20	77	-196.7	90.34	>17.64	→2nd ordre	0	0.0
	z-z⊥	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)									

Ferrailage longitudinal

Défini	d_1	$A_{s,min}$	$A_{s,ult}$	$\Delta A_{s,T}$	$\Delta A_{s,serV}$	$\Delta A_{s,incr}$	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	$G_{l,prov}$	s_{min}	s_{max}			
$N_{s,prov,bas}$	$N_{s,prov,add}$	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kg/m ²]	[mm]	[mm]			
-	14ø20	---	53	587	3534	-	-	-	3534	4398	275	45	65	
									2.81%	3.5%	-	-	≤236	
Σ	14ø20	---	ELU [-]	ELS [-]			$A_{s,min}$	$\Sigma A_{s,req}$	$\Sigma A_{s,prov}$	$A_{s,max}$	$UC_{As,prov}$			
			N-M	$\sigma-\epsilon$	w_{lim}	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]		
			0.92✓	1.00✓	-	-	-	587≤	3534	4398	≤5027		0.80✓	

3.3.2. Calcul des efforts internes

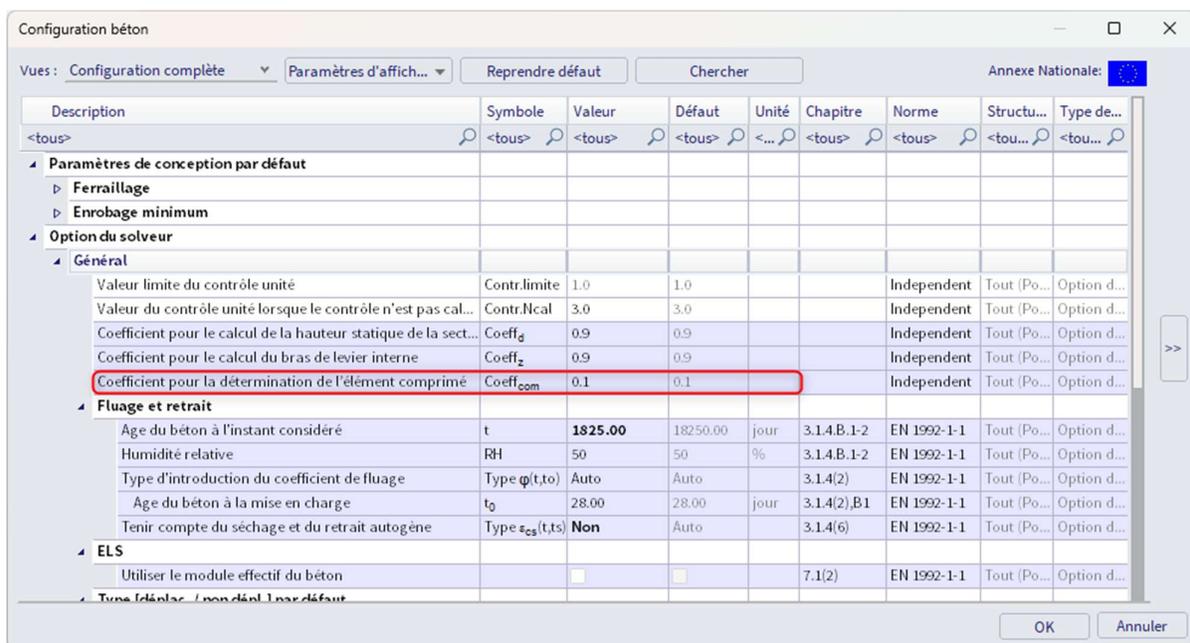
✚ DÉTERMINATION SI L'ÉLÉMENT EST EN COMPRESSION

Les effets au second ordre, les imperfections géométriques et l'excentricité minimale sont pris en compte uniquement si :

- Le type d'élément = poteau
- La compression dans le poteau est relativement élevée

Dans SCIA Engineer, un paramètre permet de décider si un élément est en compression ou si la compression est trop faible pour être considérée.

Dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Général » :



La condition est :

- Si $N_{Ed} \leq - \text{Coeff}_{com} \cdot f_{cd} \cdot A_c$: l'élément est en compression
- Si $N_{Ed} > - \text{Coeff}_{com} \cdot f_{cd} \cdot A_c$: la compression n'est pas suffisante (nulle ou très petite)

Ce résultat peut être visualisé dans le poste de travail « Béton » et « Calcul des efforts internes des éléments 1D béton ». La note « détaillée » donne :

Élément comprimé

Effort normal limite pour considérer l'élément comme comprimé :

$$N_{com} = - \text{Coeff}_{com} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = - 0.1 \cdot (30 \cdot 10^6 \cdot 0.123) = - 368 \text{ kN}$$

Condition de contrôle :

$$N_{Ed} < N_{com} = - 675 \text{ kN} < - 368 \text{ kN} \dots \text{élément comprimé}$$

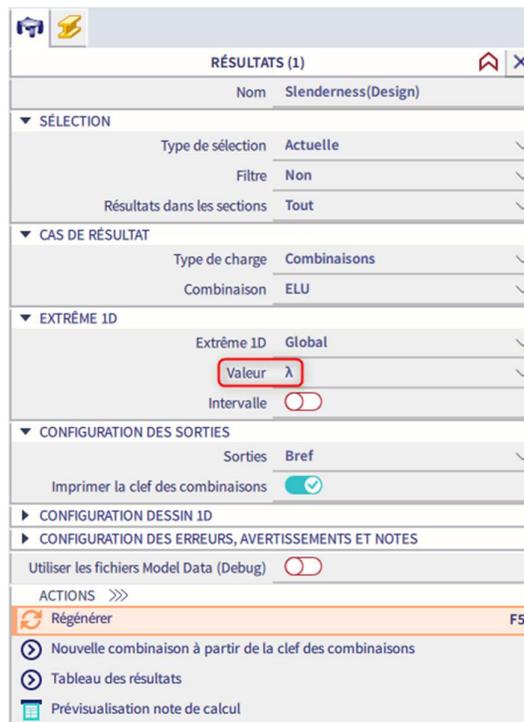
Remar.: Les excentricités du premier et du second ordre doivent être prises en compte, car l'élément est considéré comme étant comprimé (des efforts normaux significatifs sont présents).

✚ CHOIX ENTRE UN CALCUL AU PREMIER ORDRE OU AU SECOND ORDRE

Il faut vérifier le critère d'élançement $\lambda < \lambda_{lim}$:

- Si $\lambda < \lambda_{lim}$: les effets du premier ordre doivent être pris en compte avec imperfection géométrique (art. 5.2)
- Si $\lambda > \lambda_{lim}$: les effets du second ordre doivent être pris en compte avec imperfection géométrique (art. 5.2)

Les valeurs pour λ et λ_{lim} et les contrôles correspondants, se trouvent dans le menu principal « Dimensionnement » / « Béton 1D » / « Élançement de calcul » :



La sortie « standard » montre la vérification de $\lambda > \lambda_{lim}$ et indique si un calcul au premier ou au second ordre doit être effectué :

Élançement (Dimensionnement)

Valeur: λ
 Calcul linéaire
 Combinaison: ELU
 Système de coordonnées: Élément
 Extrême 1D: Global
 Sélection: B1

Poteau B1	RECT (350; 350)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014	Section 0 [dx = 0 m]

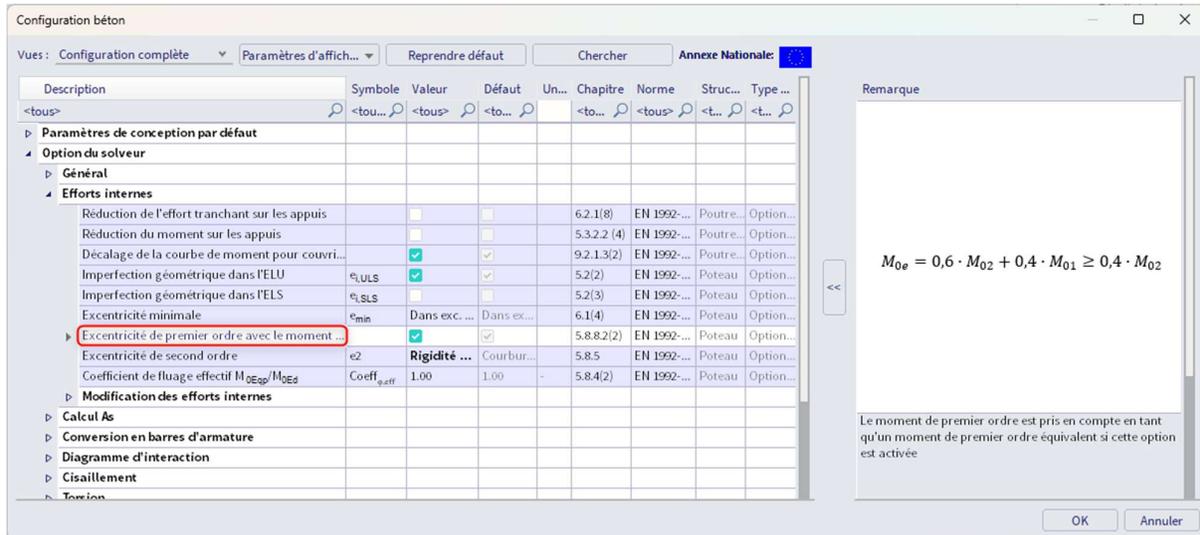
Élançement

Axe	Contreventé	$L_{e,y}$ [m]	$\beta_{zz,yy}$ [-]	$l_{e,z}$ [m]	$\lambda_{z,y}$ [-]	$\lambda_{lim,z/y}$ [-]	$\lambda_{z/y} > \lambda_{lim,z/y}$
y-y \perp	Non	4.5	2	9.01	89.2	22.7	2 nd ordre
z-z \perp	Non	4.5	2	9.01	89.2	22.7	2 nd ordre

EFFETS DU PREMIER ORDRE

Les effets du premier ordre (excentricité) sont toujours pris en compte.

Il y a deux façons de calculer les moments du premier ordre et l'excentricité dans SCIA Engineer, en fonction de l'option « Excentricité de premier ordre avec le moment équivalent » qui se trouve dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Efforts internes » :



Les deux options sont :

- « Excentricité de premier ordre avec le moment équivalent » = OUI
Les moments de flexion aux extrémités du poteau seront pris en compte pour calculer un moment de flexion de premier ordre équivalent. Cela conduit à un moment de premier ordre identique tout le long de la poutre.

$$e_{0y} = M_{0ez} / N_{Ed} \quad \text{et} \quad e_{0z} = M_{0ey} / N_{Ed}$$

Avec :

$$M_{0e} = (0,6 * M_{02}) + (0,6 * M_{01}) \geq 0,4 * M_{02}$$

- « Excentricité de premier ordre avec le moment équivalent » = NON
L'excentricité du premier ordre est calculée à partir des moments de flexion dans la section en cours. Du coup, les moments de flexion dans chaque section peuvent être différents :

$$e_{0y} = M_z / N_{Ed} \quad \text{et} \quad e_{0z} = M_y / N_{Ed}$$

Les valeurs d'excentricité et de moments du premier ordre peuvent être visualisées dans le poste de travail « Béton » et « Calcul des efforts internes des éléments 1D béton ».

La sortie « standard » donne :

Poteau B1	RECT (350; 350)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014	Section 0 [dx = 0 m]
Longueur élément: L = 4.5 m	Béton: C45/55
Flambement $y-y^\perp$: $L_y = 9.01$ m (fixe)	Diagramme contrainte-déformation bi-linéaire
Flambement $z-z^\perp$: $L_z = 9.01$ m (fixe)	Classe d'exposition: XC3

Efforts internes (MEF)

Extrême: ELU/2 (ELU)

Type: Combinaison (linéaire)

Situation de calcul: EN-ELU (STR/GEO) Set B

Type de charge	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]
Efforts internes (MEF)	-1935.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0

Contenu: 1.35*LC1 + 1.50*LC2

Effet de 2nd ordre et imperfections

Axe	N_{Ed} [kN]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$e_{0z/y}$ [mm]	$e_{z/y}$ [mm]	$e_{0min,z/y}$ [mm]	$e_{0Ed,z/y}$ [mm]	$e_{z,z/y}$ [mm]	$e_{Ed,z/y}$ [mm]
$y-y^\perp$	-1935	38.7	0	38.7	0	0	-20	-20	0	-20
$z-z^\perp$	-1935	38.7	0	38.7	0	0	-20	-20	0	-20

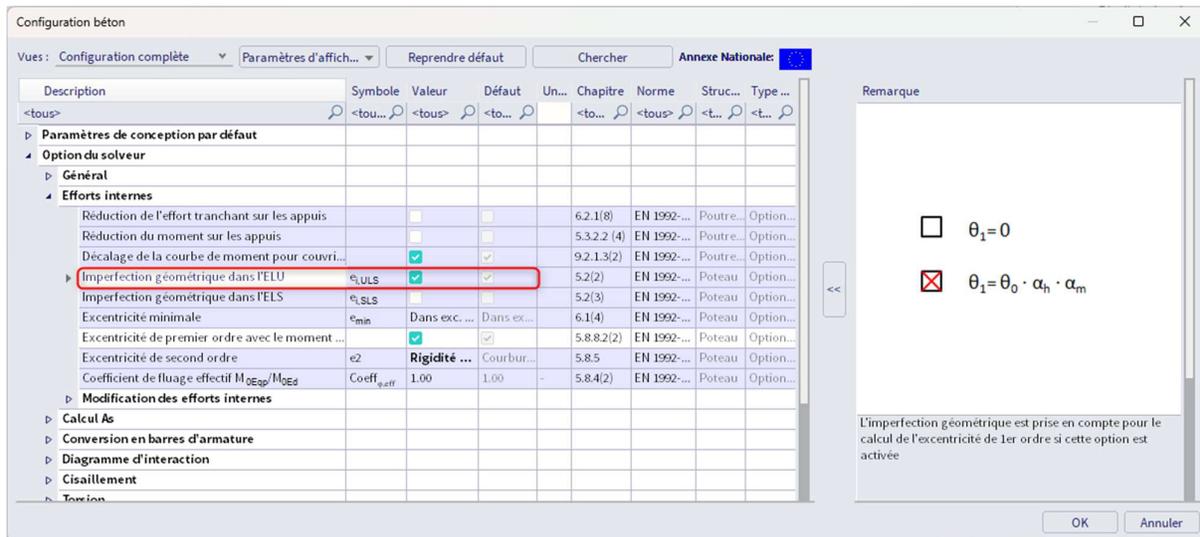
Efforts de calcul (recalculés)

Type de charge	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,x}$ [kNm]
Efforts de calcul (recalculés)	-1935.0	38.7	38.7	0.0	0.0	45.0

IMPERFECTION GÉOMÉTRIQUE (art. 5.2)

L'effet des imperfections géométriques doit toujours être pris en compte : à la fois dans le calcul au premier et au second ordre.

L'imperfection géométrique est activée par défaut dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Efforts internes » :



Dans SCIA Engineer, l'imperfection géométrique est représentée par une inclinaison conformément à la clause 5.2(5) de l'EN 1992-1-1.

Pour les deux axes (y et z SCL), l'inclinaison est calculée comme suit :

$$\theta_{i,y(z)} = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_{m,y/z}$$

Avec :

θ_0 valeur de base de l'inclinaison

α_h coefficient de réduction pour la longueur de poteau ou la hauteur de la structure :

$$\alpha_h = 2l \cdot \sqrt{1} \quad \text{et} \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

$\alpha_{m,y/z}$ coefficient de réduction pour les nombres d'éléments :

$$\alpha_{m,y/z} = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m_{y(z)})}$$

l longueur du poteau ou hauteur de la structure, fonction de :

- élément isolé $l = L$, où L est la longueur de l'élément
- élément non isolé $l = H$, où H est la hauteur totale de la structure (paramètres de flambement).

$m_{y/z}$ nombre d'éléments verticaux qui contribuent à l'effet total de l'imperfection perpendiculaire à l'axe local SCL y/z.

Les valeurs de l et $m_{y(z)}$ seront définis dans les données de flambement.

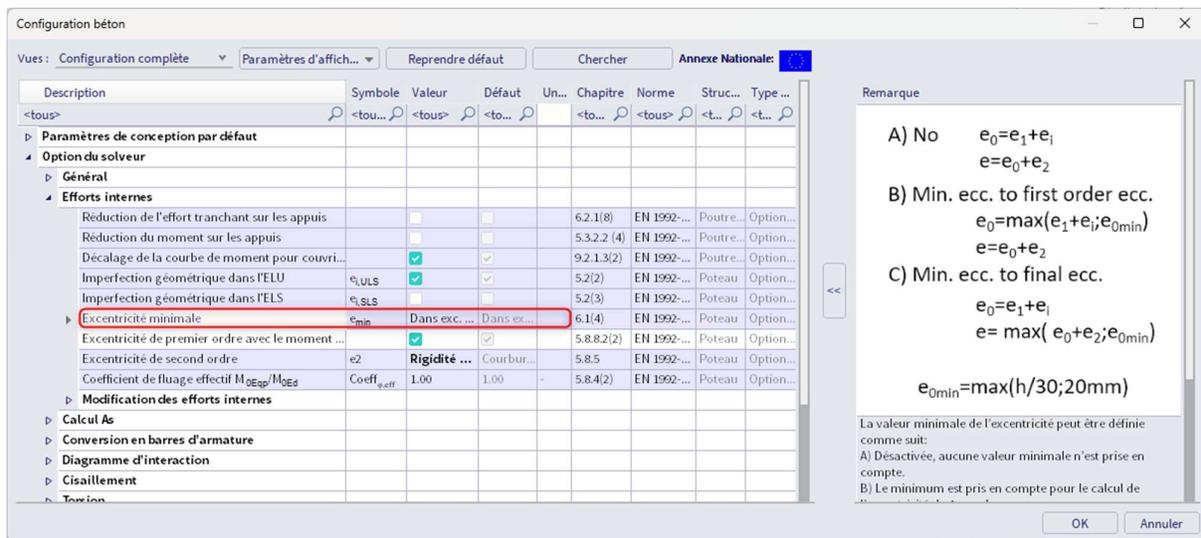
L'effet de l'imperfection pour un poteau isolé ou pour une structure est toujours pris en compte comme une excentricité conformément à la clause 5.2(7a) de l'EN 1992-1-1 :

$$e_{i,y} = \theta_{i,z} \cdot i_{0,z} / 2 \quad \text{et} \quad e_{i,z} = \theta_{i,y} \cdot i_{0,y} / 2$$

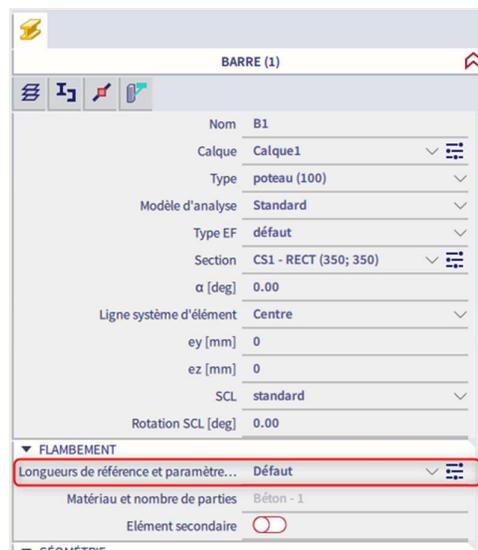
L'imperfection doit être prise en compte à l'ELU mais n'est pas nécessaire à l'ELS, cf clauses 5.2(2P) et 5.2(3) de l'EN 1992-1-1.

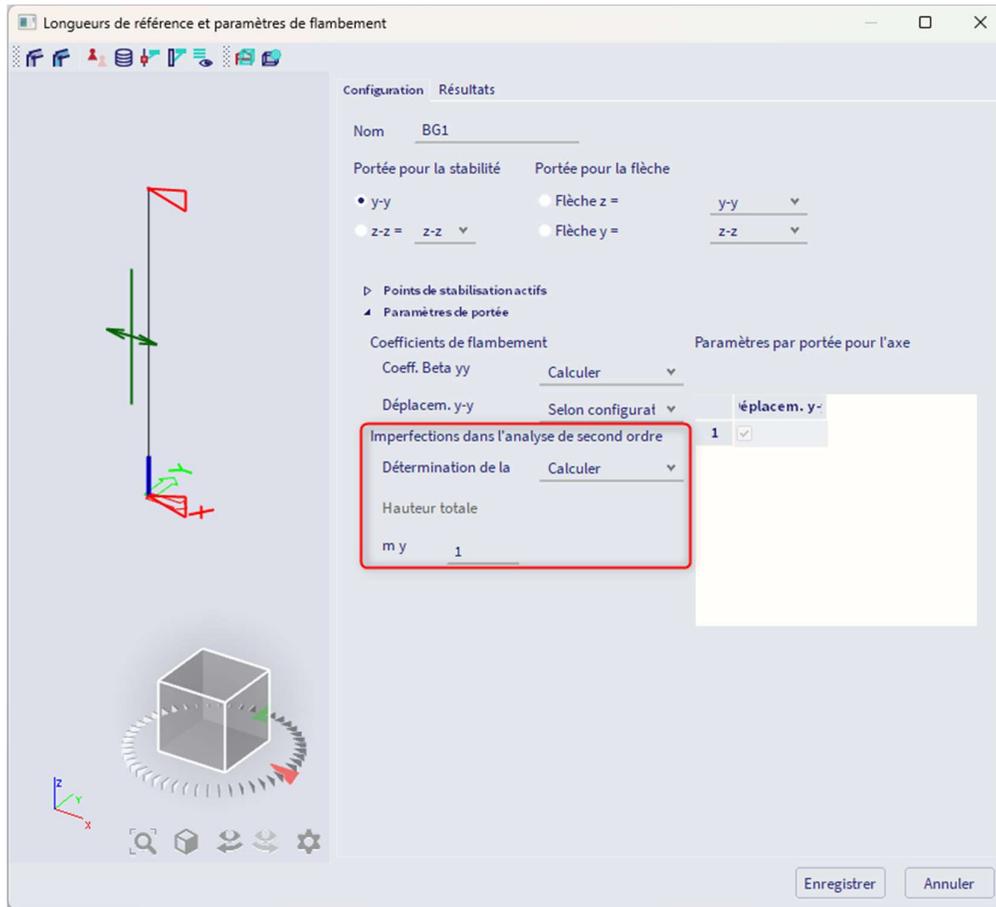
L'utilisateur peut définir indépendamment si l'imperfection est prise en compte pour l'ELU ou l'ELS dans la « Configuration béton ».

Une excentricité minimale du premier ordre est également calculée conformément à la clause 6.1(4) dans l'EN 1992-1-1. Elle peut être activée dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Efforts internes » :



Les paramètres pour l et $m_y(z)$ pour le calcul de l'imperfection géométrique peuvent être définis dans les propriétés des poteaux, dans « Longueur de référence et paramètres de flambement » :





Lors de l'ouverture du menu de flambement, il faut définir à la fois les « Points de stabilisation actifs » et les « Paramètres de portée » pour le flambement autour de l'axe local y (portée de flambement y-y) et autour de l'axe local z (portée de flambement z-z).

« Détermination de la hauteur totale » : définition du type de calcul de la hauteur totale de la structure ou de la longueur d'un élément isolé :

- « Calculer » : la hauteur totale sera calculée automatiquement comme la somme des longueurs de tous les éléments dans le système de flambement.
- « Introduction » : saisie manuelle de la hauteur totale de la boîte de dialogue

« m_{y/z} » : nombre d'éléments verticaux qui contribuent à l'effet total de l'imperfection perpendiculaire à l'axe local SCL y/z.

Les excentricités dues aux imperfections géométriques peuvent être visualisées dans le poste de travail « Béton » et « Calcul des efforts internes des éléments 1D béton » :

Effet de 2nd ordre et imperfections

Axe	N _{Ed} [kN]	M _{0Edy/z} [kNm]	M _{2y/z} [kNm]	M _{Edy/z} [kNm]	e _{0z/y} [mm]	e _{z/y} [mm]	e _{0min.z/y} [mm]	e _{0Edz/y} [mm]	e _{2z/y} [mm]	e _{Edz/y} [mm]
y-y	-1935	41.1	0	41.1	0	-212	-20	-212	0	-212
z-z	-1935	41.1	0	41.1	0	-212	-20	-212	0	-212

Après calcul de l'excentricité du premier ordre incluant l'effet d'imperfection, le moment du premier ordre, incluant les imperfections autour de l'axe local SCL y (z) est calculé :

$$M_{0Ed,y(z)} = N_{Ed} \cdot e_{0Ed,z(y)}$$

$$e_{0Ed,y(z)} = e_{0,y(z)} + e_{i,y(z)} > e_{0,min,y(z)}$$

Avec :

- $e_{0,y(z)}$ excentricité du premier ordre
- $e_{i,y(z)}$ excentricité causé par l'imperfection géométrique
- $e_{0,min}$ excentricité minimale de premier ordre

EFFETS DU SECOND ORDRE

L'EN 1992-1-1 définit plusieurs méthodes pour les effets de second ordre avec efforts normaux (méthode générale, méthode simplifiée basée sur la rigidité nominale, méthode simplifiée basée sur la courbure nominale, ...).

Dans SCIA Engineer, les méthodes suivantes sont disponibles :

- La méthode générale conformément à la clause 5.8.2(2) – basée sur un calcul non linéaire
- La méthode simplifiée basée sur la courbure nominale conformément à la clause 5.8.8

La méthode simplifiée est prise en compte :

- Pour l'état limite ultime (ELU)
- Pour les types d'éléments = poteau avec compression, conformément au chapitre précédent « Détermination si l'élément est en compression »
- Si l'option « Effet du second ordre » est activée, dans la « Configuration béton », dans la vue « Configuration complète », dans les « Options du solveur » et dans « Efforts internes ». Cette option est activée par défaut.
- Si l'élanement $\lambda > \lambda_{lim}$: cf le chapitre précédent sur les critères d'élanement.

Le moment nominal du second ordre est calculé conformément à la clause 5.8.8.2(3) de l'EN 1992-1-1 :

$$M_{2,y/z} = N_{Ed} * e_{2,z/y}$$

Avec :

N_{Ed} effort normal de calcul
 $e_{2,z/y}$ excentricité du second ordre

Lorsque tous les critères mentionnés ci-dessus sont satisfaits pour la méthode simplifiée, l'excentricité du second ordre est calculée conformément à la formule :

$$e_{2,y/z} = \left(\frac{1}{r} \right)_{z/y} \cdot \frac{l_{0z/y}^2}{c_{z/y}}$$

Sinon :

$$e_{2,y/z} = 0$$

Avec :

$(1/r)_{z/y}$ courbure autour de z/y, calculée conformément à la clause 5.8.8.3
 $l_{0,z/y}$ longueur effective du poteau autour de z/y – longueur de flambement

$c_{z/y}$ coefficient fonction de la répartition de la courbure autour de l'axe z/y conformément à la clause 5.8.8.2(4) :

- = 8, pour un moment de flexion du premier ordre constant (non nul) le long du poteau et si le moment de flexion équivalent est pris en compte (option « Excentricité de premier ordre avec le moment équivalent » activée).
- = 11, autrement.

$\lambda_{z/y}$ élanement

$\lambda_{z/y,lim}$ élanement limite

Longueur efficace

La longueur efficace, ou longueur de flambement, est par défaut calculé par SCIA Engineer. A bien noter que ces formules pour le calcul automatique ne sont valables que pour des structures simples ! Autrement, il est également possible de saisir la valeur de la longueur efficace manuellement.

Calcul automatique de la longueur efficace

Le calcul des longueurs efficaces dépend du type de structure, à nœuds déplaçables ou non-déplaçables.

Deux formules approximatives sont utilisées: une formule pour les structures à nœuds non-déplaçables (d'où un coefficient de flambement $\beta \leq 1$) et une formule pour les structures à nœuds déplaçables (d'où un coefficient de flambement $\beta \geq 1$):

- Pour une structure à nœuds non-déplaçables:

$$\beta = \frac{(\rho_1 \rho_2 + 5\rho_1 + 5\rho_2 + 24)(\rho_1 \rho_2 + 4\rho_1 + 4\rho_2 + 12)2}{(2\rho_1 \rho_2 + 11\rho_1 + 5\rho_2 + 24)(2\rho_1 \rho_2 + 5\rho_1 + 11\rho_2 + 24)}$$

- Pour une structure à nœuds déplaçables:

$$\beta = x \sqrt{\frac{\pi^2}{\rho_1 x} + 4}$$

avec	β	le coefficient de flambement
	L	la longueur système / de l'élément
	E	le module d'Young
	I	le moment d'inertie
	C_i	La rigidité au nœud i
	M_i	le moment au nœud i
	ϕ_i	la rotation au nœud i

$$x = \frac{4\rho_1 \rho_2 + \pi^2 \rho_1}{\pi^2 (\rho_1 + \rho_2) + 8\rho_1 \rho_2}$$

$$\rho_i = \frac{C_i L}{EI}$$

$$C_i = \frac{M_i}{\phi_i}$$

Les valeurs pour M_i et ϕ_i sont approximativement déterminées par les efforts internes et les déformations, calculés par les cas de charges qui génèrent les formes de flambement, ayant une ressemblance avec la forme de flambement.

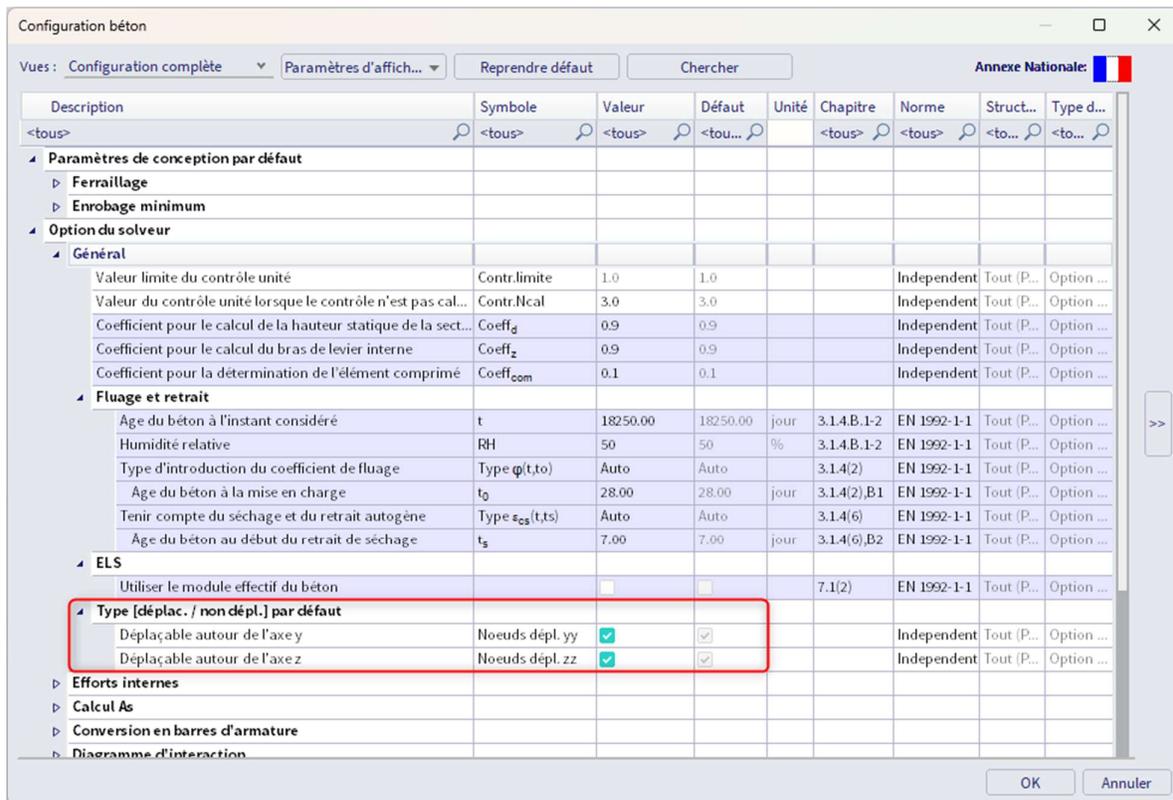
Le calcul des ratios β est automatiquement effectué lors du calcul linéaire de la structure. Pour cela, deux cas de charges additionnels sont calculés en arrière-plan:

- Cas de charge 1:
 - Sur les poutres, les charges réparties $q_y = 1\text{N/m}$ et $q_z = -100\text{N/m}$ sont utilisées,
 - Sur les poteaux, les charges réparties globales $Q_x = 10000\text{N/m}$ et $Q_y = 10000\text{N/m}$ sont utilisées.
- Cas de charge 2:
 - Sur les poutres, les charges réparties $q_y = -1\text{N/m}$ et $q_z = -100\text{N/m}$ sont utilisées,
 - Sur les poteaux, les charges réparties globales $Q_x = -10000\text{N/m}$ et $Q_y = -10000\text{N/m}$ sont utilisées.

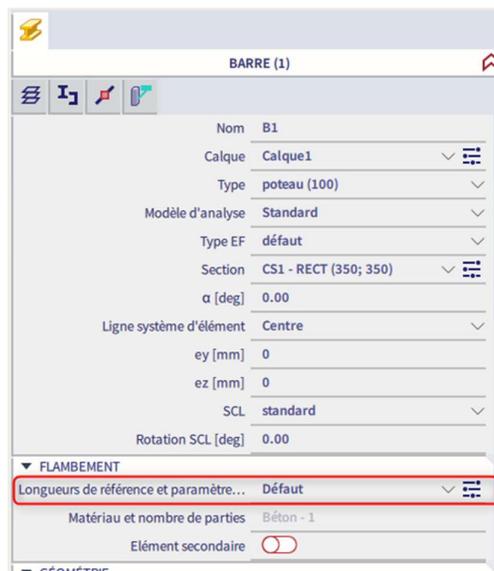
Comme ces cas de charges, et donc les coefficients de flambement, sont calculés pendant l'analyse linéaire, il est nécessaire de toujours effectuer un calcul linéaire de la structure.

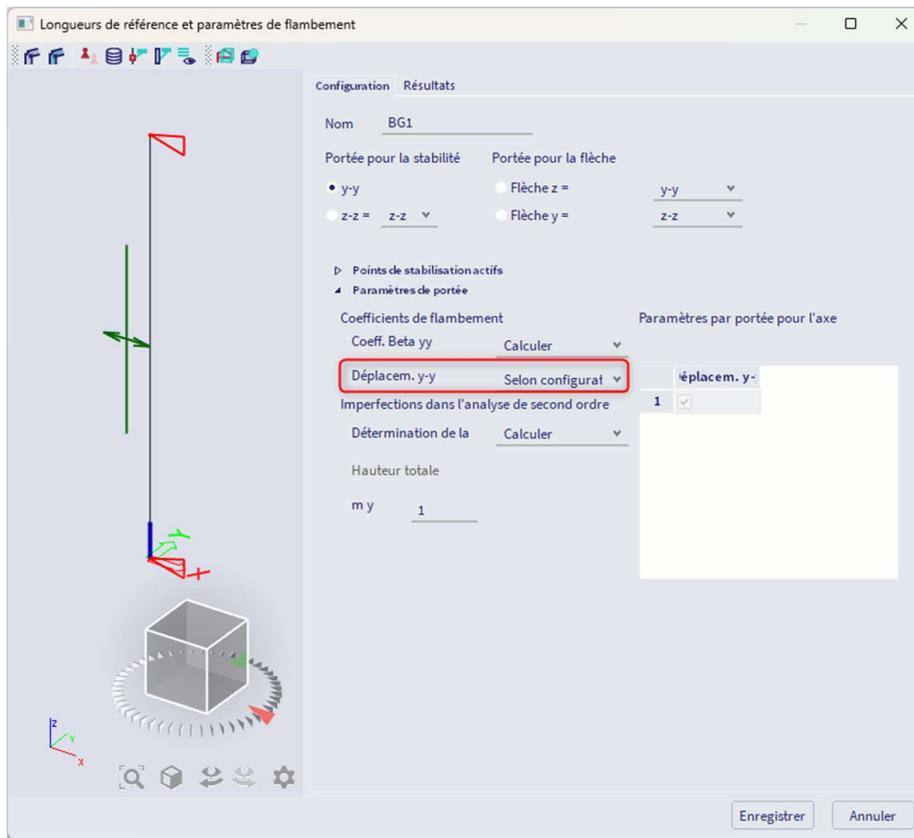
NB: L'approche utilisée donne de bons résultats pour les structures en portique avec assemblages rigides ou semi-rigides. Pour les autres cas, l'utilisateur doit évaluer les ratios de flambement proposés.

Par défaut, la structure est considérée comme déplaçable dans les directions y et z . Cela peut être modifié pour la totalité du projet dans la « Configuration Béton », dans l'onglet « Général » et « Type [déplac./nondépl.] » :

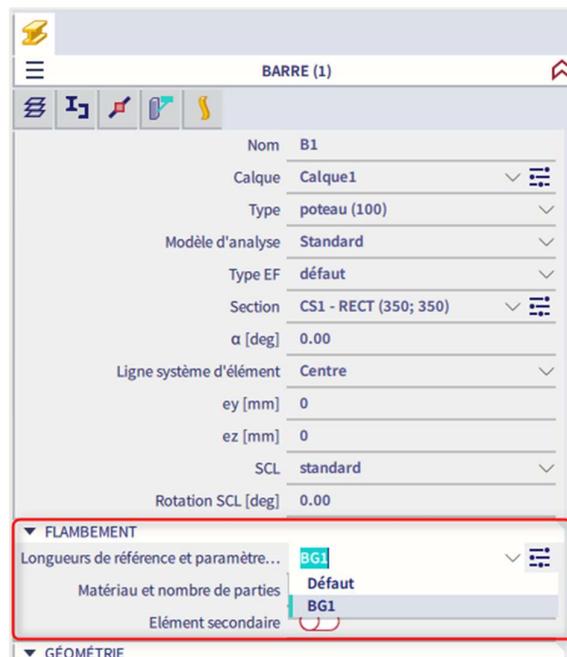


L'utilisateur peut facilement modifier ces valeurs par défaut pour un poteau en particulier dans un projet, depuis le menu de flambement. Ce menu est accessible, comme explicité précédemment, dans les propriétés du poteau et dans « Longueurs de référence et paramètres de flambement » :

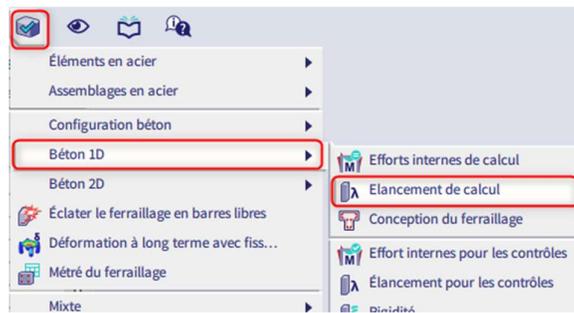




Ce nouveau paramétrage a le nom BG1 ici, que l'utilisateur peut attribuer à d'autres poteaux depuis la fenêtre de propriétés :



La longueur efficace calculée peut être visualisée dans le menu principal « Dimensionnement » / « Béton 1D » / « Élançement de calcul » :



Élancement (Dimensionnement)

Valeur: A
Calcul linéaire
Combinaison: ELU
Système de coordonnées: Élément
Extrême 1D: Global
Sélection: B1

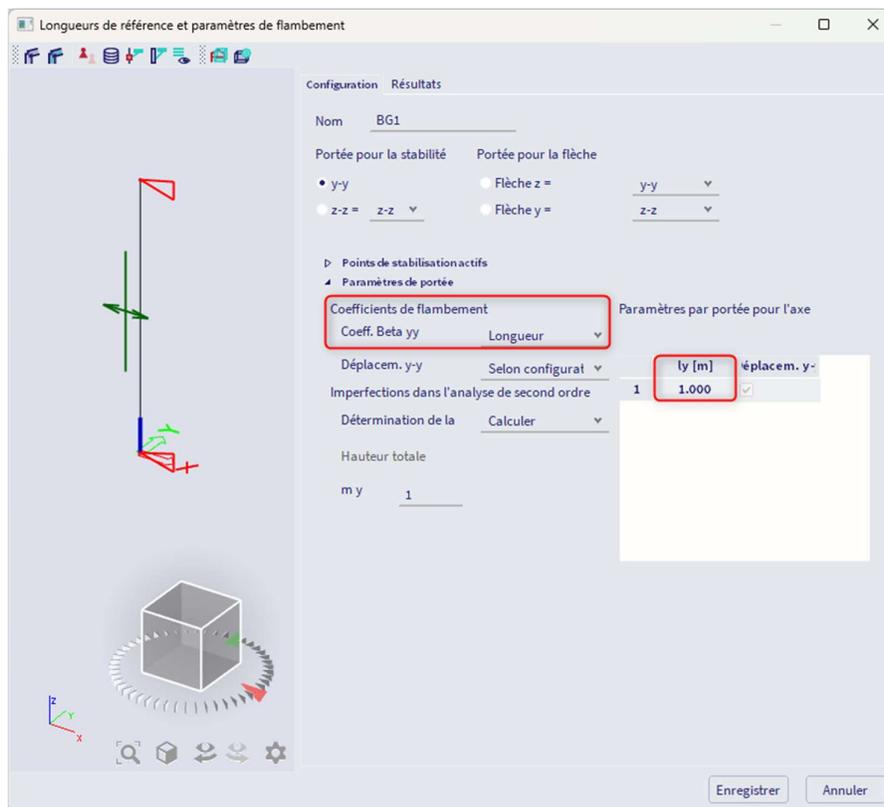
Poteau B1	RECT (350; 350)
EN 1992-1-1:2004/A1:2014	Section 0 [dx = 0 m]

Élancement

Axe	Contreventé	$L_{z,y}$ [m]	$\beta_{zz,y}$ [-]	$l_{z,y}$ [m]	$\lambda_{z,y}$ [-]	$\lambda_{(mz,y)}$ [-]	$\lambda_{z,y} > \lambda_{(mz,y)}$
y-y \perp	Non	4,5	2	9,01	89,2	21,4	2 nd ordre
z-z \perp	Non	4,5	2	9,01	89,2	21,4	2 nd ordre

Saisie manuelle de la longueur efficace

La même option, que pour le calcul automatique, permet de définir manuellement la longueur de flambement du système. L'option « Coefficients de flambement » est disponible dans la section « Paramètres de portée ». Dans le tableau « Paramètres de portée pour l'axe y-y », il est possible d'insérer la longueur de flambement qui doit être prise en compte.



✚ EFFORTS INTERNES RECALCULÉS

On les trouve dans le poste de travail « Béton » et « Calcul des efforts internes des éléments 1D béton ».

Le moment de calcul M_{Ed} est égal à :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

Avec :

- M_2 moment de flexion de second ordre
- M_{0Ed} moment de flexion tenant compte des imperfections géométriques et du premier ordre

Exemple : « 2nd Ordre.esa »

Géométrie :

Section du poteau : RECT 350x350mm²
 Hauteur : 4,5m
 Qualité de béton : C45/55

Configuration béton :

Toutes les valeurs par défaut sont conservées.
 Cela signifie que les imperfections géométriques et les effets du second ordre sont pris en compte.

Chargement :

$N_d = 405,00\text{kN}$
 $M_{yd} = 40,50\text{kN.m}$
 $M_{zd} = 0\text{kN.m}$

Donnée de flambement :

Le type « déplaçable » est défini par défaut.
 Le calcul de la longueur efficace est effectué automatiquement par le logiciel.

Critère d'élançement :

L'art. 5.8.3.1 précise si un calcul au second ordre est requis ou non.
 Ici, puisque $\lambda > \lambda_{lim}$, un calcul au second ordre sera nécessaire.

NB : le programme prendra automatiquement en compte un moment du second ordre si nécessaire, donc ce contrôle est simplement une information supplémentaire pour l'utilisateur.

Efforts internes :

Dans le poste de travail « Béton » et « Calcul des efforts internes des éléments 1D béton », demander M_{Ed} . La sortie « standard » donne :

Efforts internes (MEF)										
Extrême: ULS/2 (ELU)										
Type: Combinaison (linéaire)										
Situation de calcul: EN-ELU (STR/GEO) Set B										
Type de charge	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]				
Efforts internes (MEF)	-405.0	-40.5	0.0	0.0	0.0	0.0				
Contenu: 1.35*LC1										
Effet de 2 nd ordre et imperfections										
Axe	N_{Ed} [kN]	$M_{0Edy/z}$ [kNm]	$M_{2y/z}$ [kNm]	$M_{Edy/z}$ [kNm]	$e_{0z/y}$ [mm]	$e_{z/y}$ [mm]	$e_{0min,z/y}$ [mm]	$e_{0Edz/y}$ [mm]	$e_{z,z/y}$ [mm]	$e_{Edz/y}$ [mm]
y-y [⊥]	-405	-49.1	-65.3	-114	100	21.2	20	121	161	283
z-z [⊥]	-405	8.1	0	8.1	0	0	-20	-20	0	-20

Efforts de calcul (recalculés)

Type de charge	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,x}$ [kNm]
Efforts de calcul (recalculés)	-405.0	-114.4	0.0	0.0	0.0	0.0

Résultats :

Les résultats pour le ferrailage sont affichés ci-après :

Efforts internes de conception

État limite ultime

Cas	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
ELU/2	-405.0	-	0.0	0.0	-122.3	-

Imperfections et effet de second ordre

Cas	M_{0e} [kNm]	e_1 [mm]	e_{min} [mm]	e_{0Ed} [mm]	M_{0Ed} [kNm]	λ [-]	λ_{lim} [-]	Flambement [-]	e_2 [mm]	M_2 [kNm]	
ELU/2	$y-y \perp$ -40.5	21	20	121	-49.1	89.18	>36.88	→2nd ordre	181	-73.2	
	$z-z \perp$	non calculé (calcul uniaxiale uniquement)									

Ferrailage longitudinal

Défini	d_1 [mm]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$A_{s,ult}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,T}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,serv}$ [mm ²]	$\Delta A_{s,incr}$ [mm ²]	$A_{s,req}$ [mm ²]	$A_{s,prov}$ [mm ²]	$G_{l,prov}$ [kg/m ³]	s_{min} [mm]	s_{max} [mm]
Σ 4ø16	---	46	246	1074	-	-	1074	804	103	242	258
							0.88%	0.66%		≥37	≤350
Σ Y 4ø16	---	46	-	-	-	-	-	804		70	86
							-	0.66%		≥37	≤350
Σ 8ø16	---	ELU [-]		ELS [-]		$A_{s,min}$	$\Sigma A_{s,req}$	$\Sigma A_{s,prov}$	$A_{s,max}$	UC _{A_{s,prov}}	
		N-M	$\sigma-\epsilon$	w_{lim}	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{c,lim}$	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[-]
		0.79 ✓	0.99 ✓	-	-	-	245 ≤	1074	1608	≤4900	0.67 ✓

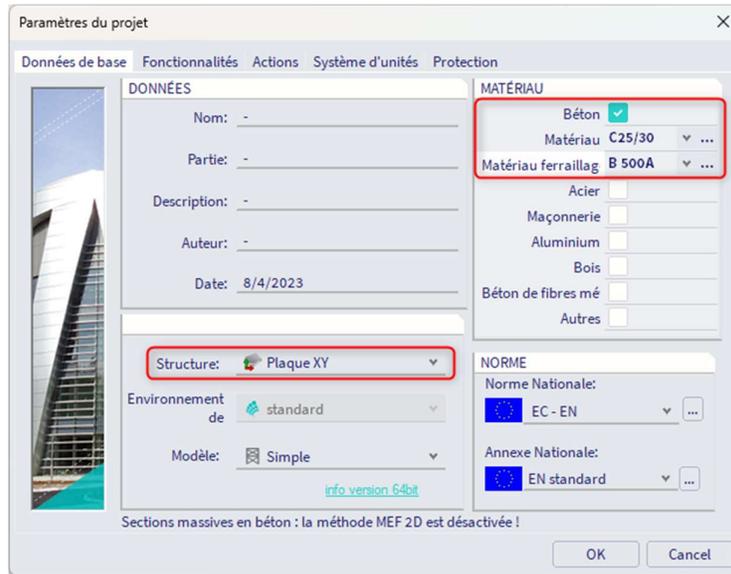
A noter que la méthode biaxiale a été utilisée pour le calcul du ferrailage.

3.4. Calcul de plaque

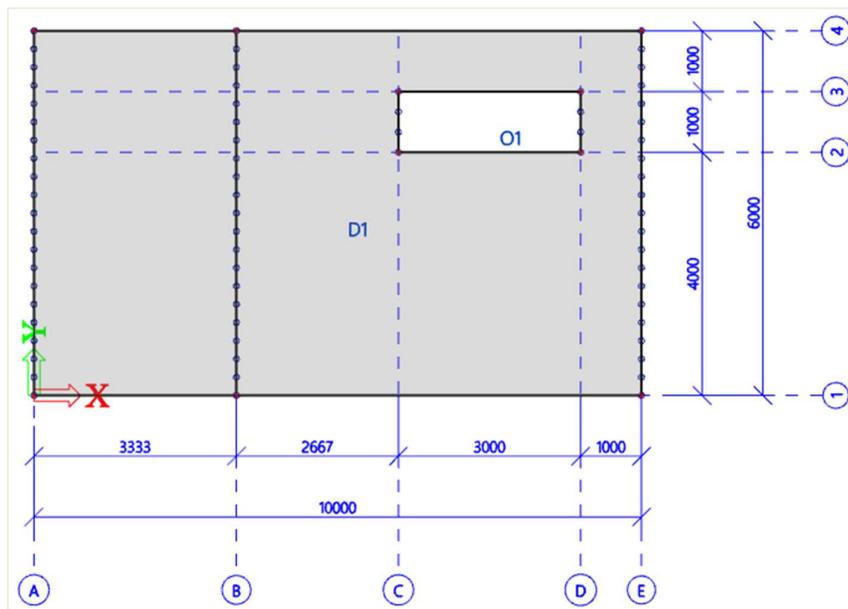
3.4.1. Définition de l'exemple

GÉOMÉTRIE

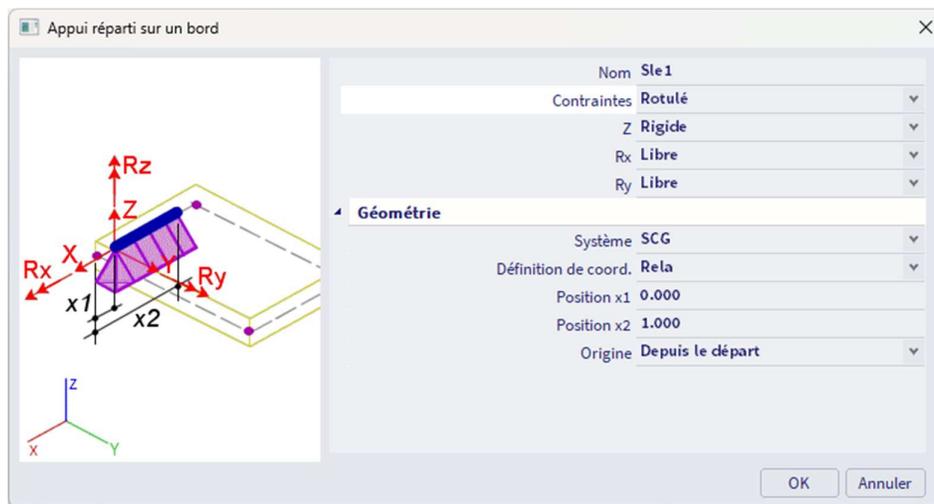
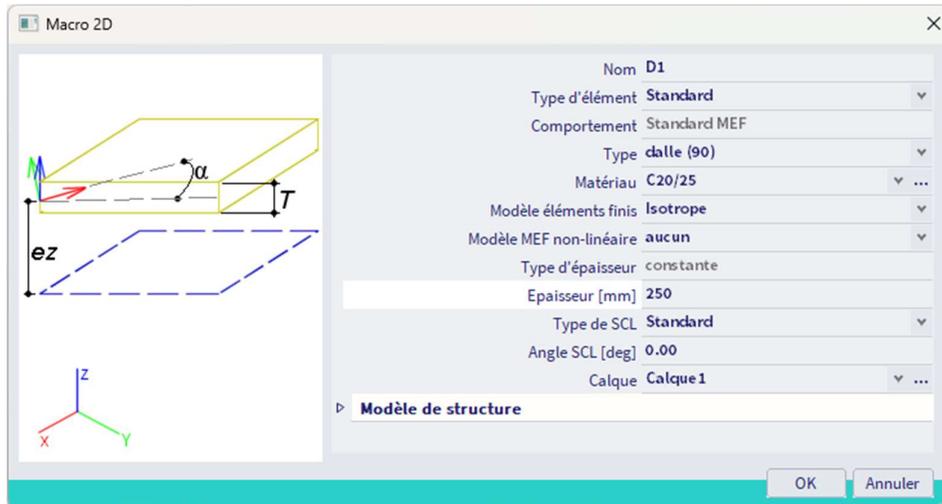
Dans le menu Fichier / Paramètres du projet, définir l'environnement en 2D de type « Plaque XY ».



La matériau pour les armatures (B500A) définissent la qualité de l'acier qui sera utilisé pour le calcul du ferrailage théorique.



Les propriétés de la dalle et des appuis sont les suivantes :

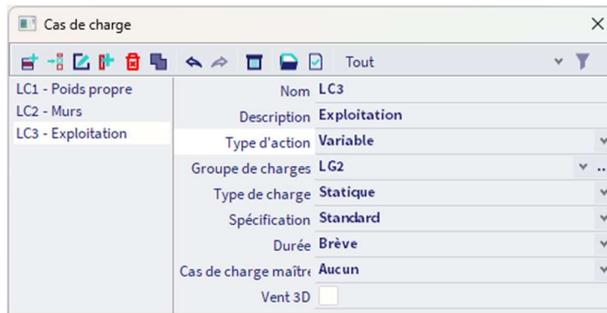


🔧 CHARGEMENT

⇒ Cas de charges & groupes de charges

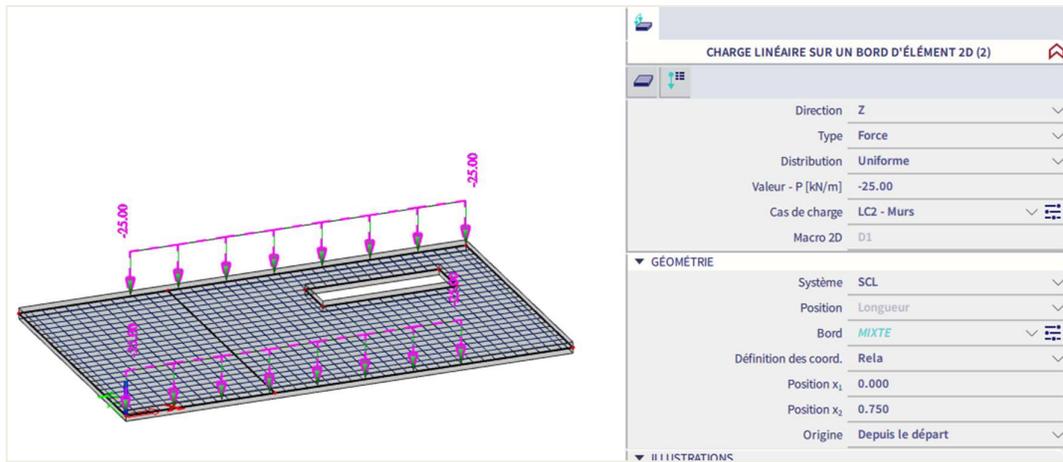
Cas de charge	Type d'action	Groupe de charge	Relation	EC1 – Type de charge
Poids propre	Permanent	LG1	/	/
Murs	Permanent	LG1	/	/
Exploitation	Variable	LG2	Standard	Cat B : bureaux



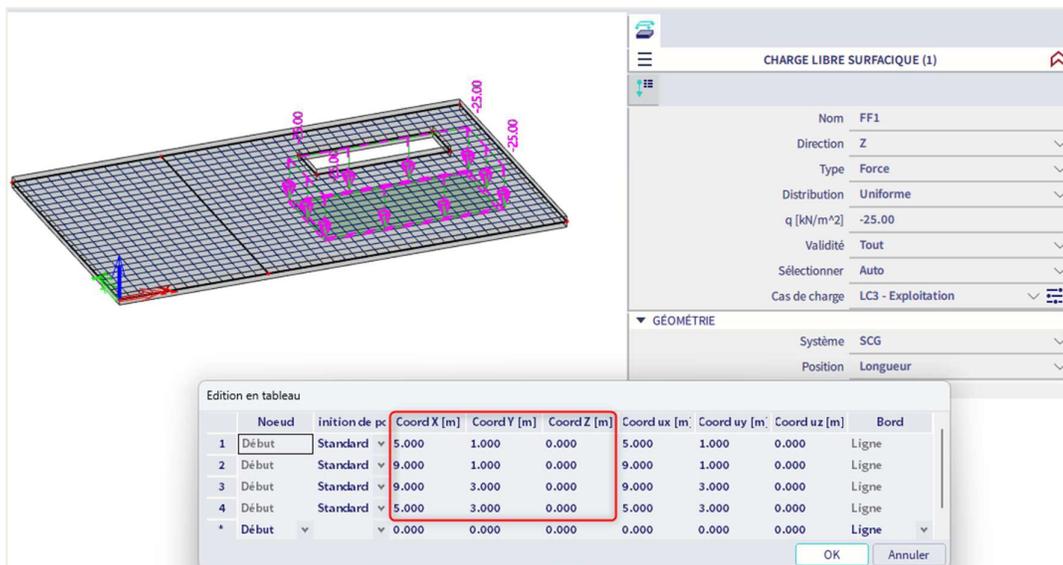


⇒ Charges

Dans LC2, deux murs sont représentés par deux charges de -25kN/m sur les 3/4 des plus longs bords :

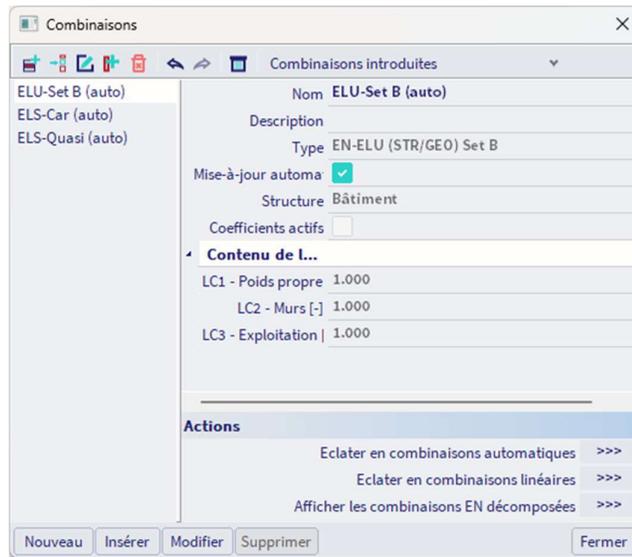


Dans LC3, on a une charge surfacique libre de -25kN/m² définie par les coordonnées ci-dessous :



⇒ **Combinaisons de charges**

Type EN-ELU (STR/GEO) Set B
 Type EN-ELS Caractéristiques
 Type EN-ELS Quasi-permanentes



⇒ **Classes de résultats**

Tous ELU + ELS



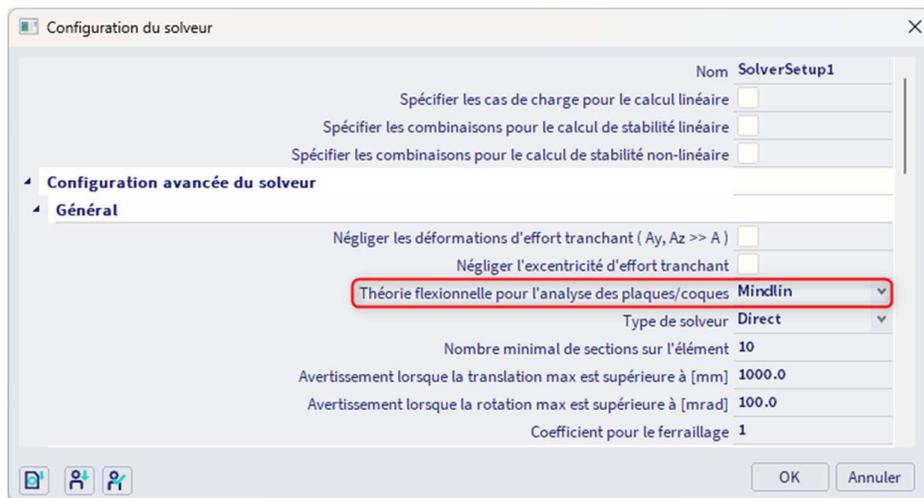
✚ MAILLAGE ÉLÉMENTS FINIS

⇒ Introduction

Deux types d'éléments finis sont implémentés dans SCIA Engineer :

- l'élément **Mindlin** qui inclue les déformations d'effort tranchant, qui est le standard dans le logiciel. La théorie de Mindlin est valide pour le calcul des plaques fines comme épaisses.
- l'élément **Kirchhoff** sans déformation d'effort tranchant, qui peut être utilisé pour calculer uniquement des plaques fines.

Ce type d'élément utilisé pour le calcul est défini dans le menu principal « Outils » / « Calcul et maillage » / « Configuration du solveur » :



⇒ Génération du maillage

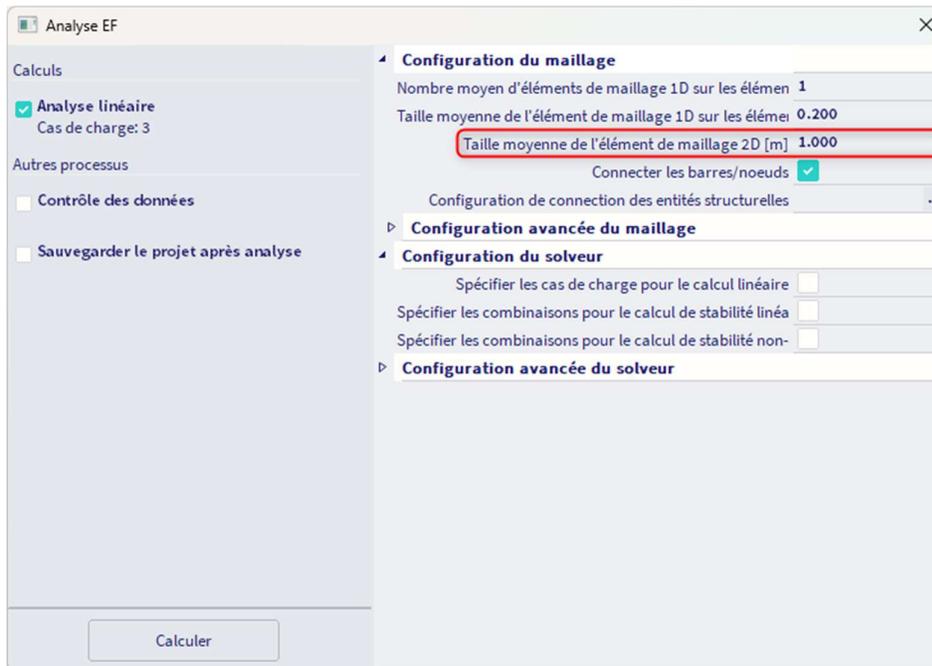
Le maillage peut se générer par le menu « Outils » / « Calcul et maillage » / « Génération du maillage ».

⇒ Raffinement du maillage

Dans le menu principal « Outils » / « Calcul et maillage » / « Configuration du maillage », la taille moyenne de l'élément de maillage 2D par défaut est de 1m :



La taille de maille peut également être modifiée dans la fenêtre d'analyse EF avant le lancement du calcul :



La règle de base pour la taille de maille des éléments 2D : prendre 1 à 2 fois l'épaisseur des plaques du projet. Pour cet exemple, prendre une taille de maille de 0,25m.

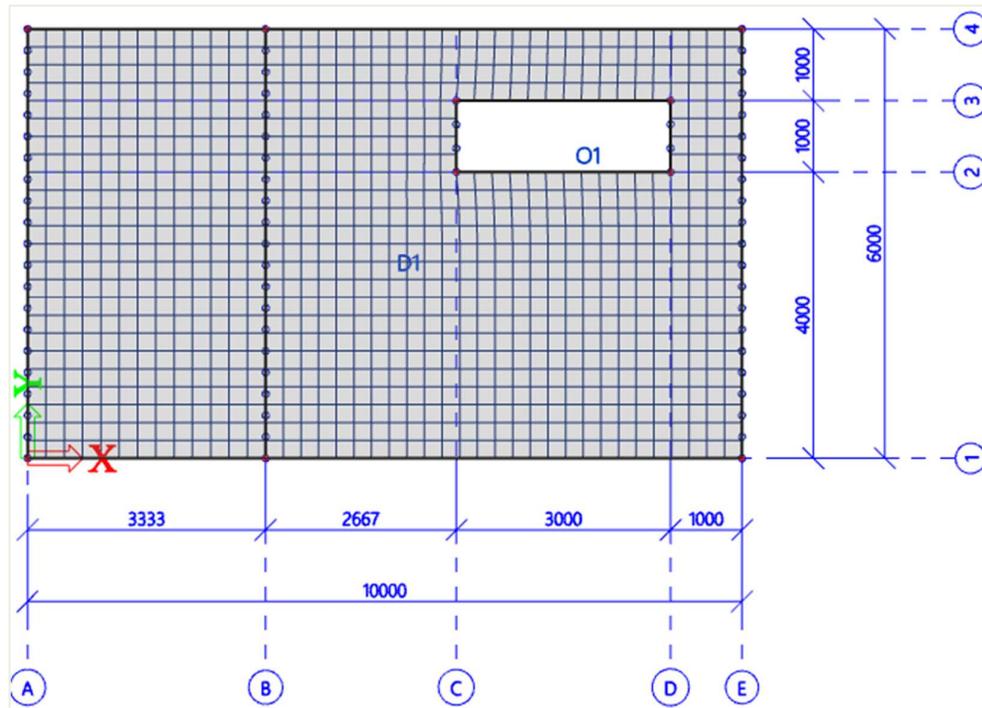
⇒ **Affichage graphique du maillage**

Après avoir lancé le calcul, cliquer sur « Paramètres d'affichage de toutes les entités » ou bien par un clic droit sur l'écran, ou bien comme l'image ci-dessous par l'option « Autres options » :



Dans l'onglet « Structure », dans « Maillage », cocher « Dessiner le maillage ».
 Dans l'onglet « Étiquettes », également dans « Maillage », on pourrait éventuellement cocher « Afficher l'étiquette ».

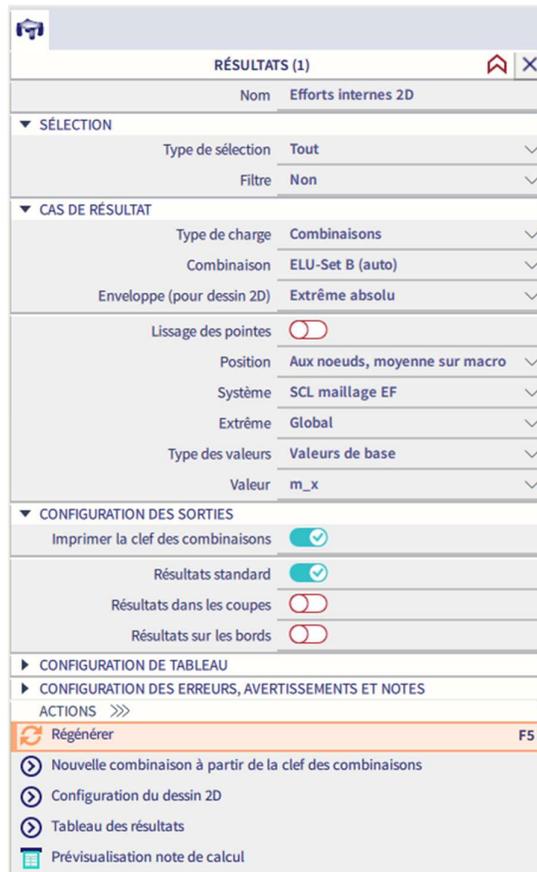
On obtient :



3.4.2. Résultats du calcul linéaire

✚ SPÉCIFICATION DES RÉSULTATS

Dans le poste de travail « Résultats », cliquer sur « Efforts internes 2D », et demander :



« Système » :

- « SCL maillage EF » : selon les axes locaux de chaque élément fini.
- « SCL maillage 2D » : selon les axes locaux de l'élément 2D (attention dans le cas des coques !).

« Position » :

4 différentes manières de demander les résultats (cf chapitre des résultats un peu plus loin dans ce tutoriel).

« Type de valeurs » :

Valeurs de base, principales, élémentaires de dimensionnement, résultante.

« Configuration du dessin 2D » :

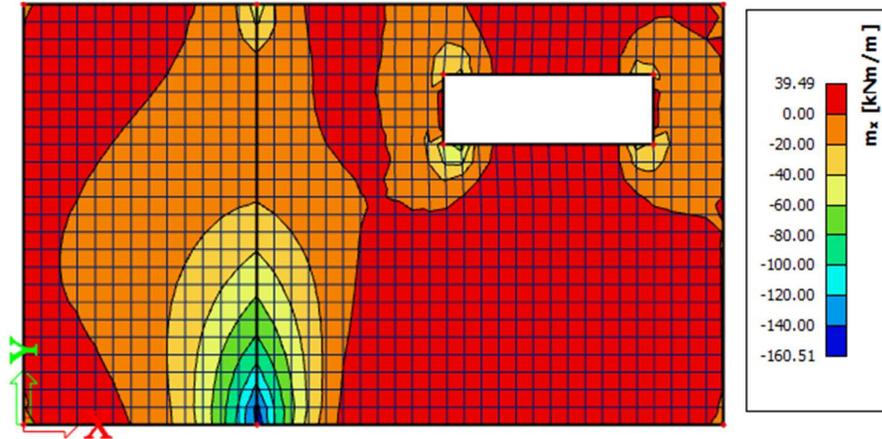
Il est possible ici de modifier l'affichage des résultats 2D (isobandes, isolignes, résultats numériques, ...), modifier les paramètres minimum et maximum, ...

Après modification dans les propriétés, cliquer sur « Régénérer » pour rafraichir les résultats.

✚ **TYPE DE RÉSULTATS**

⇒ **Valeurs de base**

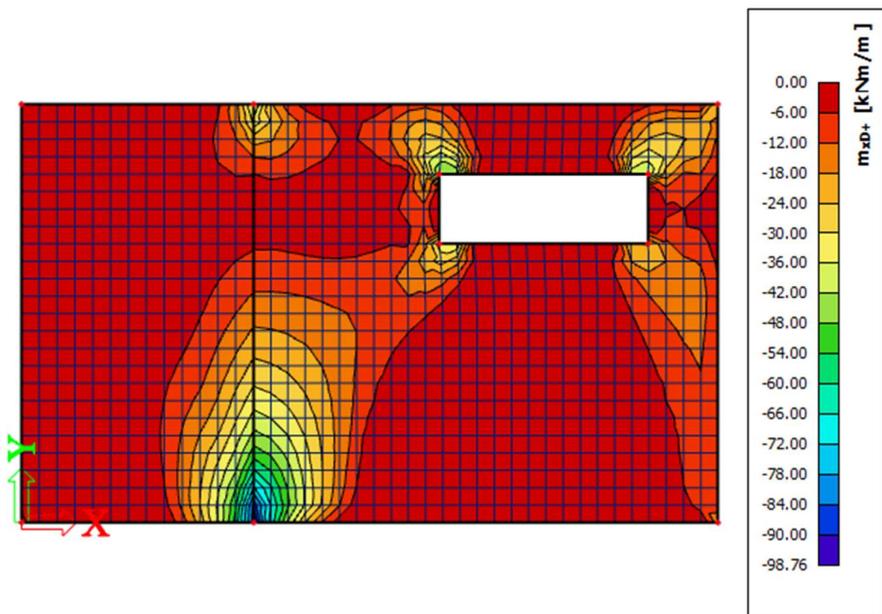
Combinaison : ELU
Type de valeurs : valeur de base
Enveloppe : minimum
Valeur : m_x



Ce sont les valeurs caractéristiques provenant de l'analyse EF au centre de la plaque.

⇒ **Valeurs élémentaires de dimensionnement**

Combinaison : ELU
Type de valeurs : valeur élémentaire de dimensionnement
Enveloppe : maximum
Valeur : m_{xD+}

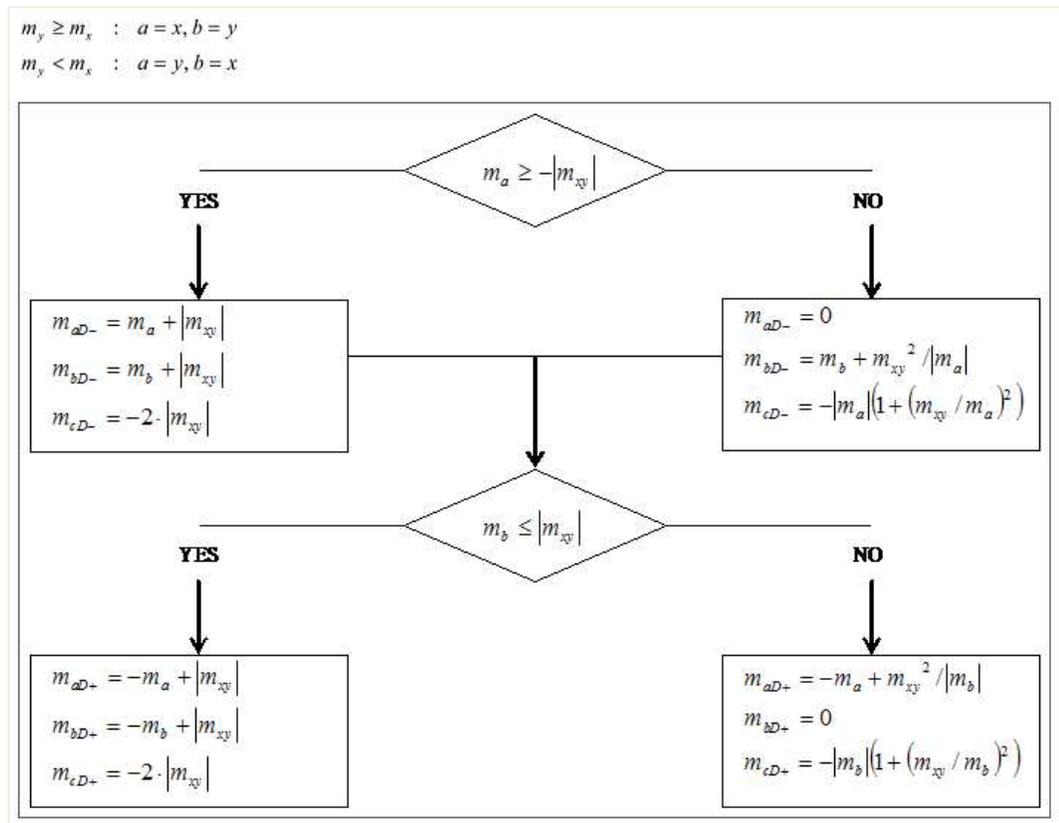


NB : La convention de signe des moments a été modifiée depuis la version 17. Maintenant, un moment est positif lorsqu'il entraîne un effort de traction dans la partie inférieure de la plaque, et est négatif lorsqu'il entraîne un effort de traction dans le partie supérieure de la plaque.
 Dans la version 16, un moment est positif lorsqu'il faut ferrailler pour ce moment. Cela signifie que pour une valeur positive de M_{xD+} , il y a un effort de traction dans la partie supérieure de la plaque. Et pour une valeur positive de M_{xD-} , il y a un effort de traction dans la partie inférieure de la plaque.

Les valeurs disponibles sont m_{xD} , m_{yD} et m_{cD} , où « D » est « Design », soit « Calcul ». Le « + » et « - » correspondent respectivement aux faces supérieures et inférieures selon l'axe local z de l'élément 2D.

Donc par exemple, la valeur m_{xD+} est le moment qui sera utilisé pour le calcul du ferraillage supérieur dans la direction locale x de l'élément 2D.

Le calcul des moments pour les plaques et coques conformément à l'EC2 suit la charte de la norme CSN P ENV 1992-1-1, annexe 2, paragraphe A2.8.

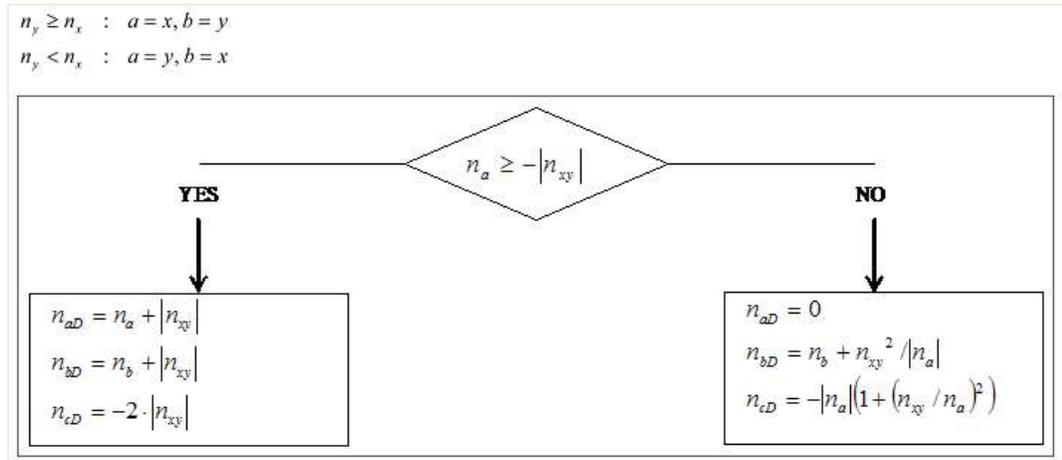


Ce qui se passe, c'est que pour les 3 moments caractéristiques (flexion et torsion), on a 3 moments de calcul équivalents qui sont calculés :

$$\begin{array}{ll}
 m_x & \approx m_{xD} \\
 m_y & \approx m_{yD} \\
 m_{xy} & \approx m_{cD}
 \end{array}$$

Il est clair que m_{xD} et m_{yD} sont les moments qui doivent être utilisés pour le calcul du ferraillage dans les directions respectives. La quantité m_{cD} est le moment de calcul qui doit être pris par le béton. L'Eurocode ne mentionne aucun contrôle pour cette valeur, mais elle est toutefois disponible dans SCIA Engineer par raison d'exhaustivité.

Le calcul des efforts pour les murs conformément à l'EC2 suit la charte de la CSN P ENV 1992-1-1, annexe 2, paragraphe A2.9.



Par analogie, si des effets des membranes sont présents, pour les 3 efforts de membranes caractéristiques, on a 3 efforts de calcul équivalents qui sont calculés :

$$\begin{array}{lcl}
 n_x & & n_{xD} \\
 n_y & \approx & n_{yD} \\
 n_{xy} & & n_{cD}
 \end{array}$$

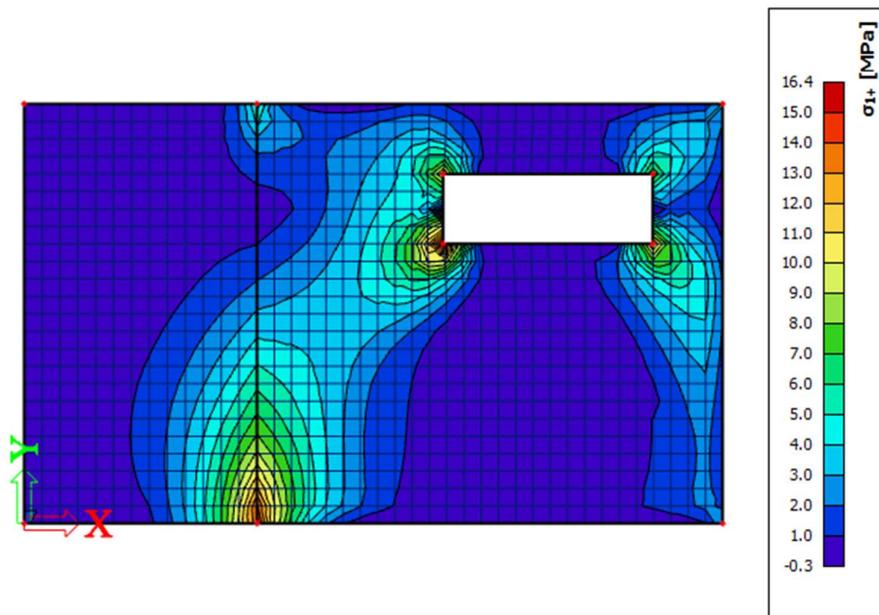
Ici, la quantité n_{cD} a une signification bien claire : c'est l'effort de compression qui est repris par les bielles de compression de béton. C'est pourquoi, pour être sûr que l'écrasement du béton ne se produira pas, la valeur n_{cD} doit être contrôlée pour être inférieure ou égale à f_{cd} .

Attention : ces valeurs de dimensionnement ne sont pas celles utilisées par SCIA Engineer pour le calcul du ferrailage dans le poste de travail « Béton ». Une procédure de transformation plus raffinée est implémentée dans cette partie pour calculer les valeurs de calcul à partir des valeurs de base.

⇒ **Valeurs principales**

Dans le poste de travail « Résultats », cliquer sur « Contraintes / Déformations 2D », et demander :

Combinaison : ELU
 Type de valeurs : contrainte principale
 Enveloppe : maximum
 Valeur : σ_{1+}



« 1 » et « 2 » réfèrent aux directions principales, calculées sur la base du cercle de Mohr. La première direction est la direction de la traction maximale (ou du minimum de compression). La seconde direction est la direction de la compression maximale (ou du minimum de traction).

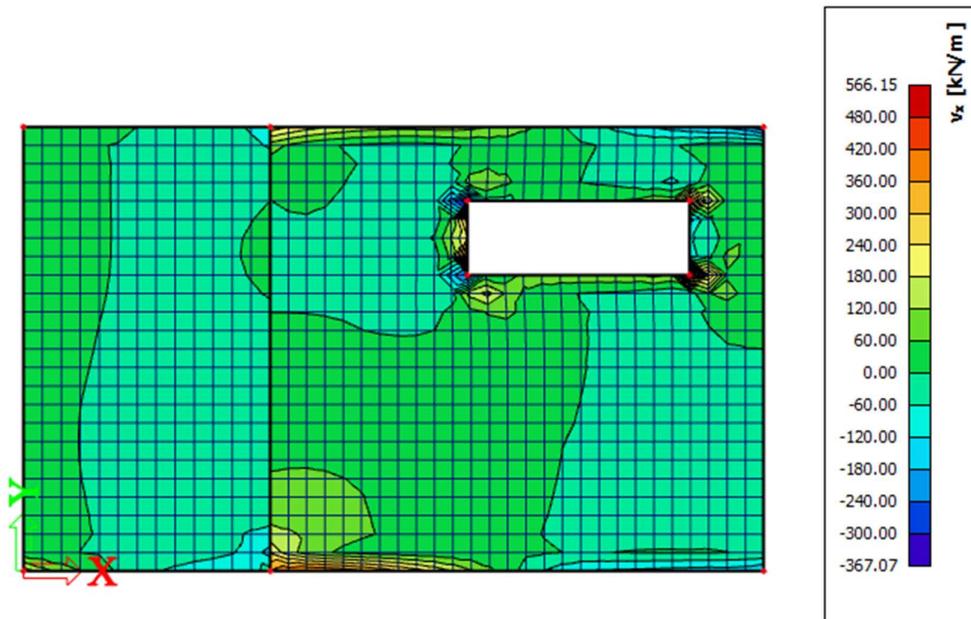
Il faut bien garder à l'esprit que les chemins de ferrailage les plus économiques sont ceux qui suivent les trajectoires des directions principales !

✚ **COMPARAISON MINDLIN / KICHHOFF**

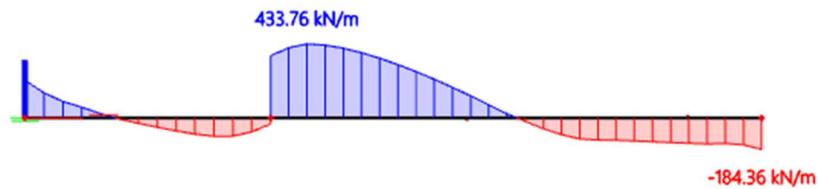
⇒ Effort de cisaillement V_x

Combinaison : ELU
Type de valeurs : valeurs de base
Enveloppe : maximum
Valeur : v_x

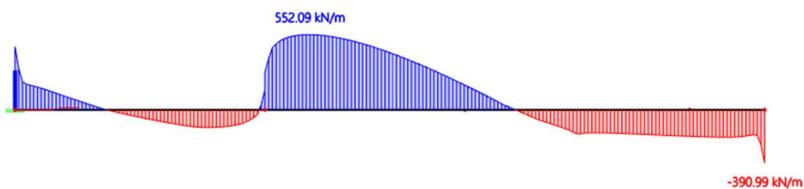
Mindlin :



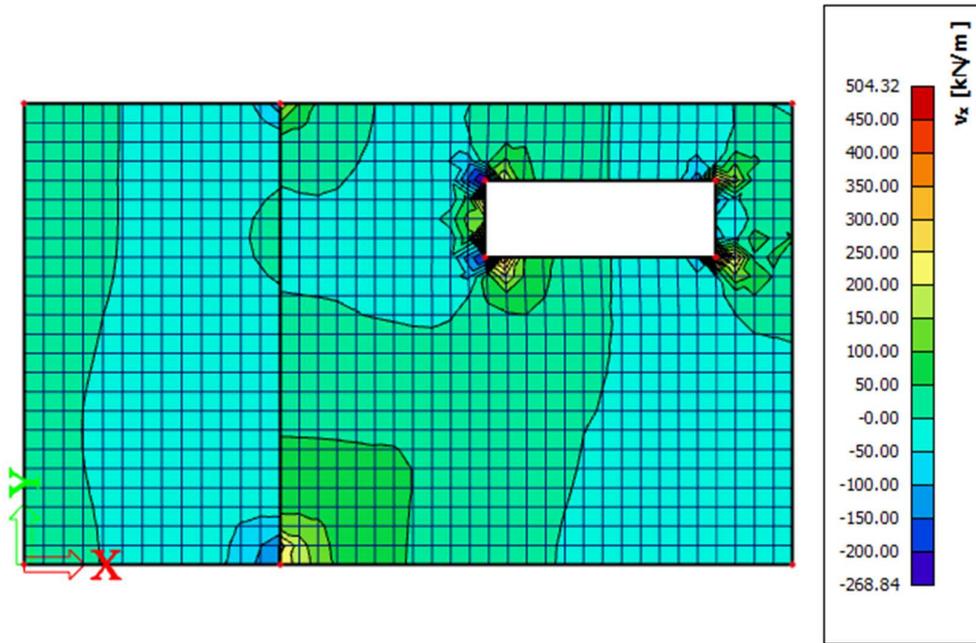
Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,25m :



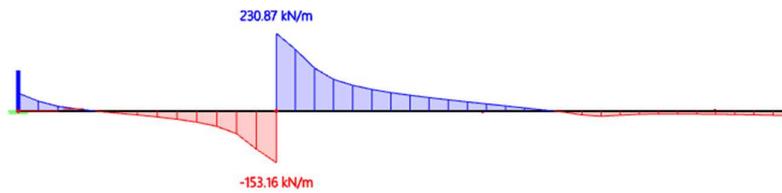
Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,50m :



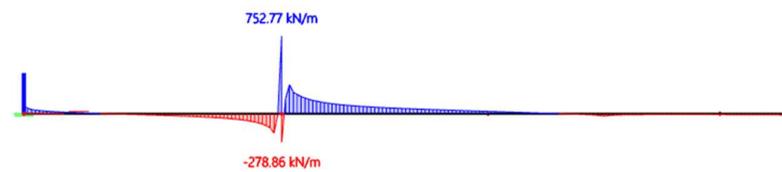
Kirchhoff :



Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,25m :



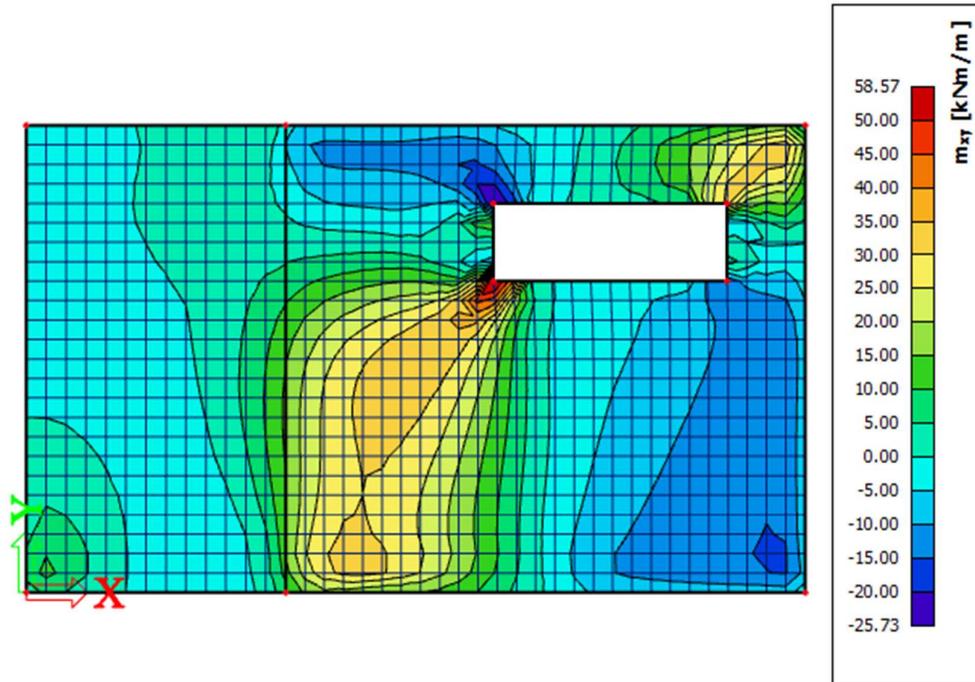
Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,50m :



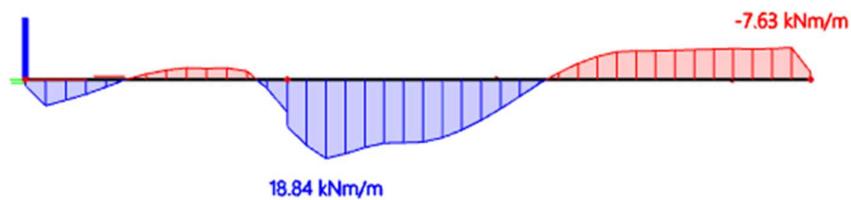
⇒ **Moment de torsion M_{xy}**

Combinaison : ELU
Type de valeurs : valeurs de base
Enveloppe : maximum
Valeur : m_{xy}

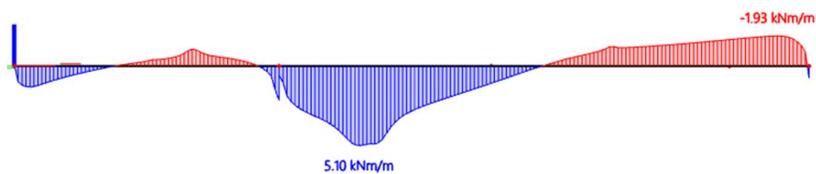
Mindlin :



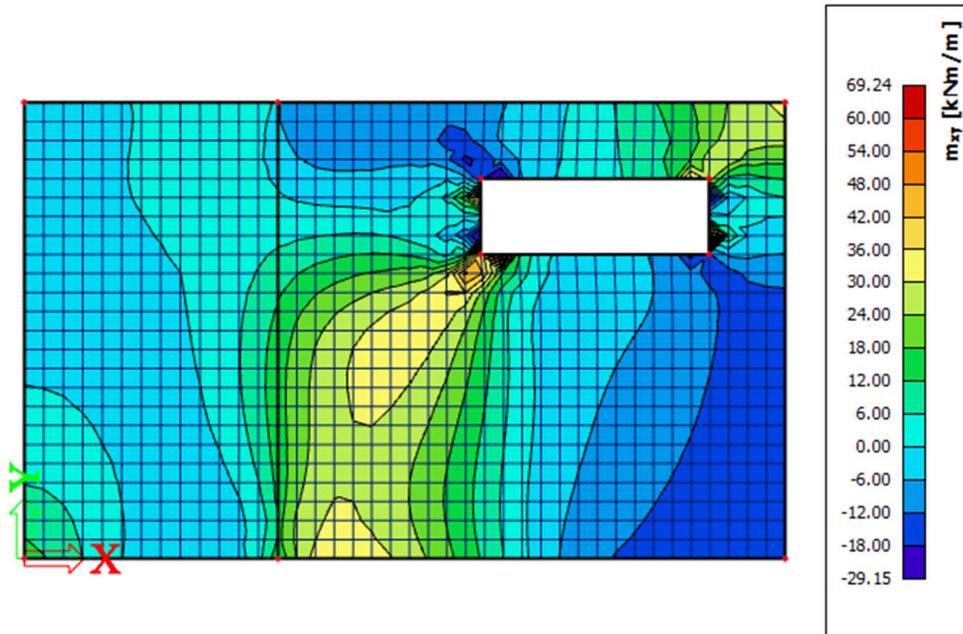
Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,25m :



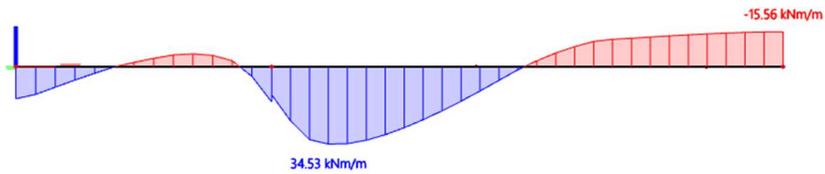
Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,50m :



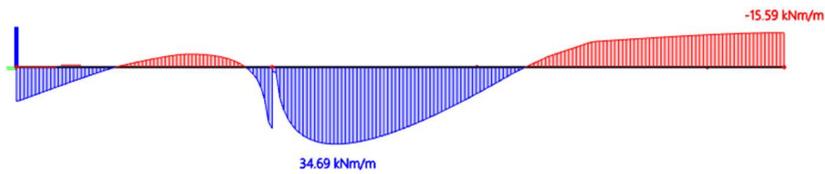
Kirchhoff :



Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,25m :



Selon une coupe tout en bas avec un maillage de 0,50m :



Conclusion :

Kirchhoff donne les efforts de cisaillement attendus.
Mindlin donne les moments de torsion attendus.

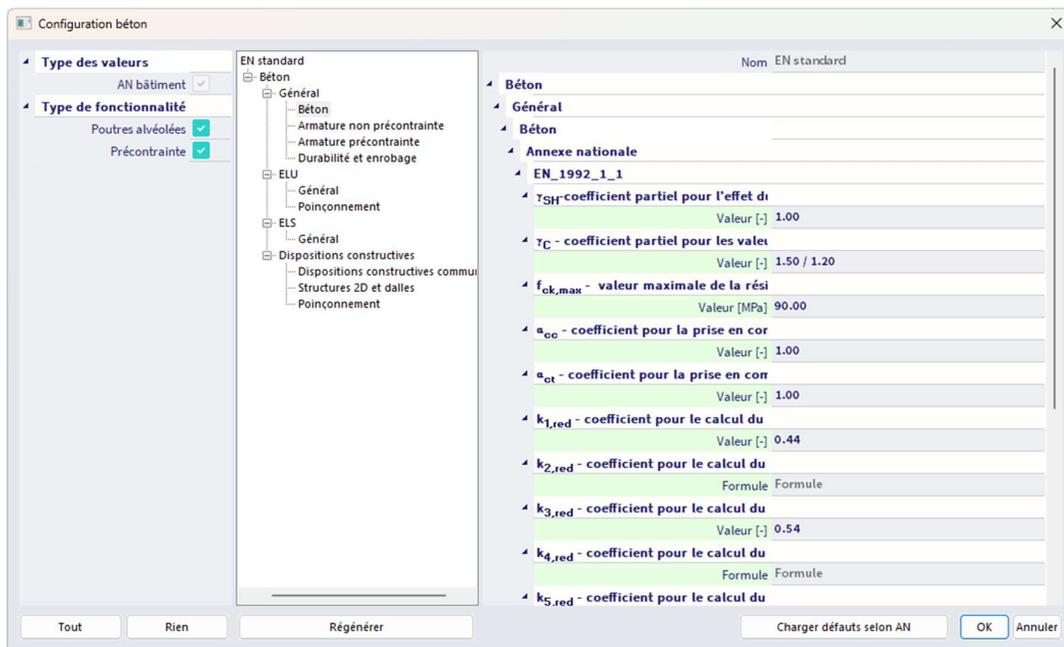
3.4.3. Configurations de béton

✚ CONFIGURATION GÉNÉRALE

⇒ Configuration 1 : paramètres de l'annexe nationale

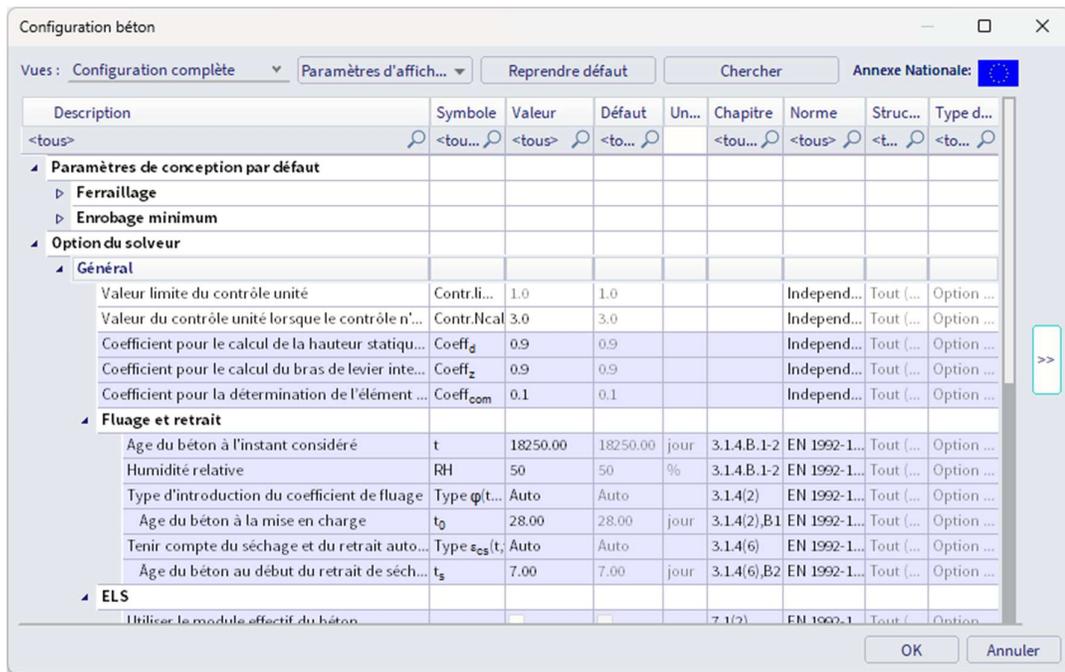
Ces paramètres se trouvent dans le menu Fichier / Paramètres du projet, en cliquant sur « Annexe nationale » et « EN 1992-1-1 ».

On les retrouve également en cliquant sur le drapeau en haut à droite de l'interface de SCIA Engineer et sur « Gérer les annexes » et « EN 1992-1-1 ».



⇒ Configuration 2 : configuration béton

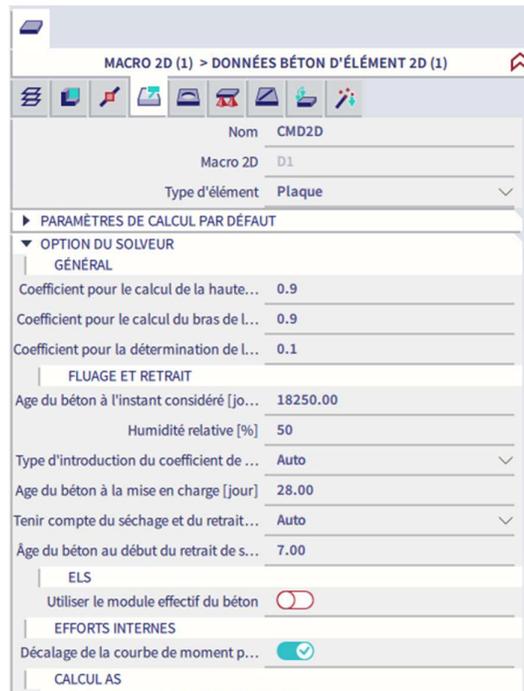
Cette configuration se trouve dans le poste de travail « Béton » : on a l'icône « Configuration béton ».



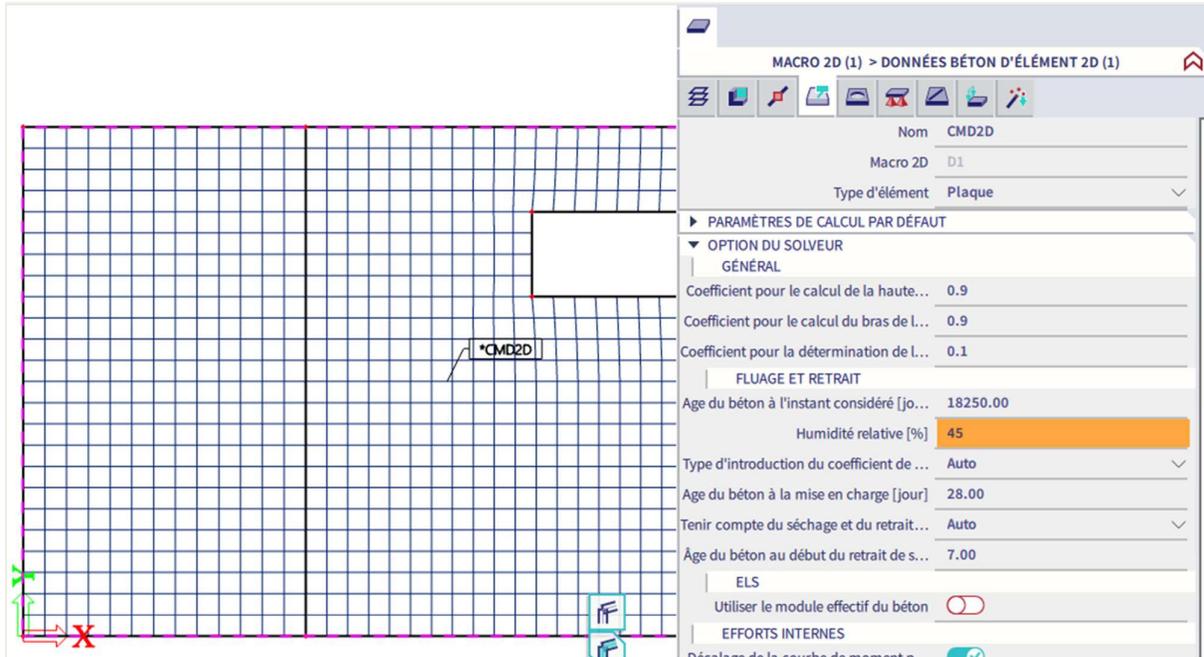
Tous les ajustements faits dans l'une ou l'autre de ces configurations sont valables pour l'ensemble du projet, sauf pour les éléments qui ont une « donnée d'élément » modifiée.

DONNÉE BÉTON D'ÉLÉMENT

Il est possible d'écraser les données des configurations générales précédentes pour chaque élément, en modifiant les « Données béton d'élément » qui se trouvent dans les propriétés d'un élément.



Lorsqu'une donnée est modifiée, elle apparaît en orange dans les propriétés, et une étiquette « CMD2D » (= Concrete Member Data 2D) apparaît sur l'élément 2D qui a été modifié :



Cette étiquette peut être sélectionnée à tout moment pour adapter les données.

L'option « Charger les propriétés de la configuration », en bas de la feuille de propriétés, permet d'effacer toutes les modifications et de revenir aux configurations générales. L'étiquette CMD2D s'enlève alors automatiquement.

3.4.4. Calcul ELU

✚ CALCUL DU FERRAILLAGE THÉORIQUE / DÉFINI

⇒ Efforts internes

Les efforts internes sont disponibles depuis le poste de travail « Béton » et « Calcul des efforts internes des éléments 2D béton ».

L'utilisateur peut choisir entre le type de valeurs suivantes :

- « Efforts internes de base » : ces valeurs sont exactement les mêmes que celles du poste de travail « Résultats », elles sont calculées par le solveur MEF.
- « Efforts internes de conception » : ces valeurs sont différentes de celles du poste de travail « Résultats ».
 - Les « valeurs élémentaires de dimensionnement » du poste de travail « Résultats » sont calculées par le solveur MEF selon de simples formules définies dans l'EC-EN.
 - Les « efforts internes de conception » dans le poste de travail « Béton » sont calculées par le solveur NEDIM, par lequel une procédure de transformation plus fine est implémentée, basée sur la théorie de Baumann. Ce sont ces valeurs qui seront utilisées pour le calcul du ferrailage dans SCIA Engineer.

Théorie de Baumann :

1) Calcul du bras de levier

Le bras de levier est nécessaire pour le calcul des efforts surfaciques. La valeur z sera calculée dans la direction de l'angle du premier moment principal. Les efforts seront recalculés et une série de sections sera créée dans cette direction. Le ferrailage sera calculé pour ces efforts recalculés et, à partir du ferrailage calculé, le bras de levier sera calculé.

Estimation du bras de levier interne

Contraintes principales et directions sur les deux faces

$$\sigma_{1+} = 0.42 \text{ MPa} \quad \sigma_{1-} = 0.03 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \alpha_{z+} = 2.44 = 2.44^\circ$$

$$\sigma_{2+} = -0.03 \text{ MPa} \quad \sigma_{2-} = -0.42 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \alpha_{z-} = 2.44^\circ$$

-> direction pour le calcul du bras de levier interne

$$\alpha_z = 2.44$$

Moment de flexion recalculé en direction du bras de levier intérieur

$$m_z = 4420.2 \quad (\text{l'effort normal n'est pas pris en compte pour le calcul du bras de levier intérieur})$$

Bras de levier interne et ses parties

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 10^6}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$d = 210 \text{ mm}$$

$$\eta = 1 - 0.5 \cdot \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}} = 1 - 0.5 \cdot \frac{0.0018}{0.0035} = 0.75$$

$$\beta = 1 - \frac{\frac{\epsilon_{cu2}^2}{2} - \frac{\epsilon_{c2}^2}{6}}{\epsilon_{cu2}^2 - \frac{\epsilon_{cu2} \cdot \epsilon_{c2}}{2}} = 1 - \frac{\frac{0.0035^2}{2} - \frac{0.0018^2}{6}}{0.0035^2 - \frac{0.0035 \cdot 0.0018}{2}} = 0.389$$

$$\xi_{bal} = \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s}} = \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{500}{1.15 \cdot 200000}} = 0.617$$

$$x_{bal} = \xi_{bal} \cdot d = 0.617 \cdot 210 = 0.13$$

$$x = \frac{d}{2 \cdot \beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 4 \cdot \beta \cdot \frac{\text{abs}(m_z)}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$= \frac{0.21}{2 \cdot 0.389} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0.389 \cdot \frac{\text{abs}(4420)}{1000 \cdot 0.21^2 \cdot 0.75 \cdot 13.33}} \right) = 2 \text{ mm}$$

$$z = d - \beta \cdot x = 210 - 0.389 \cdot 2 = 209 \text{ mm}$$

$$z_u = 124 \text{ mm}$$

$$z_s = 85 \text{ mm}$$

Si la valeur z ne peut pas être calculée, alors elle sera prise égale à 0,9*d.

2) Calcul des efforts normaux aux deux faces de l'élément 2D

Les efforts internes saisis seront recalculés aux deux faces selon les formules suivantes :

Efforts membranaires de base sur la face inférieure

$$n_{x-} = \frac{n_x}{2} + \frac{m_x}{z} = \frac{0}{2} + \frac{4.41}{0.209} = 21.1 \text{ kN/m}$$

$$n_{y-} = \frac{n_y}{2} + \frac{m_y}{z} = \frac{0}{2} + \frac{0.309}{0.209} = 1.5 \text{ kN/m}$$

$$n_{xy-} = \frac{n_{xy}}{2} + \frac{m_{xy}}{z} = \frac{0}{2} + \frac{0.175}{0.209} = 0.8 \text{ kN/m}$$

Efforts membranaires de base sur la face supérieure

$$n_{x+} = \frac{n_x}{2} - \frac{m_x}{z} = \frac{0}{2} - \frac{4.41}{0.209} = -21.1 \text{ kN/m}$$

$$n_{y+} = \frac{n_y}{2} - \frac{m_y}{z} = \frac{0}{2} - \frac{0.309}{0.209} = -1.5 \text{ kN/m}$$

$$n_{xy+} = \frac{n_{xy}}{2} - \frac{m_{xy}}{z} = \frac{0}{2} - \frac{0.175}{0.209} = -0.8 \text{ kN/m}$$

3) Calcul des efforts principaux aux deux faces de l'élément 2D

Les efforts principaux aux deux faces et la direction du premier effort principal seront calculés selon les formules suivantes :

Efforts principaux sur la face inférieure

$$n_{i-} = \frac{n_{x-} + n_{y-}}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(n_{x-} - n_{y-})^2 + 4 \cdot n_{xy-}^2}$$

$$= \frac{21.1 + 1.5}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(21.1 - 1.5)^2 + 4 \cdot 0.8^2} = 21.1 \text{ kN/m}$$

$$n_{ii-} = \frac{n_{x-} + n_{y-}}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(n_{x-} - n_{y-})^2 + 4 \cdot n_{xy-}^2}$$

$$= \frac{21.1 + 1.5}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(21.1 - 1.5)^2 + 4 \cdot 0.8^2} = 1.4 \text{ kN/m}$$

$$\alpha_i = 0.5 \cdot \text{ArcTg} \left(\frac{2 \cdot n_{xy-}}{n_{x-} - n_{y-}} \right) = 0.5 \cdot \text{ArcTg} \left(\frac{2 \cdot 0.8}{21.1 - 1.5} \right) = 2^\circ$$

État de contrainte : **Traction elliptique**

Efforts membranaires principaux sur la face supérieure

$$n_{i+} = \frac{n_{x+} + n_{y+}}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(n_{x+} - n_{y+})^2 + 4 \cdot n_{xy+}^2}$$

$$= \frac{-21.1 + -1.5}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(-21.1 - -1.5)^2 + 4 \cdot -0.8^2} = -1.4 \text{ kN/m}$$

$$n_{ii+} = \frac{n_{x+} + n_{y+}}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(n_{x+} - n_{y+})^2 + 4 \cdot n_{xy+}^2}$$

$$= \frac{-21.1 + -1.5}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(-21.1 - -1.5)^2 + 4 \cdot -0.8^2} = -21.1 \text{ kN/m}$$

$$\alpha_{i+} = 0.5 \cdot \text{ArcTg} \left(\frac{2 \cdot n_{xy+}}{n_{x+} - n_{y+}} \right) - 90 = 0.5 \cdot \text{ArcTg} \left(\frac{2 \cdot -0.8}{-21.1 - -1.5} \right) - 90 = -88^\circ$$

État de contrainte : **Compression elliptique**

4) Recalcul des efforts principaux aux deux faces des directions saisies

Le recalcul des efforts principaux à la direction saisie sera effectué séparément pour les deux faces en utilisant les formules de transformation de Baumann.

Efforts membranaires de conception dans les directions du ferrillage sur la face inférieure

$$\alpha_1 = \alpha_{np,1} - \alpha_i = 0 - 2 = -2^\circ$$

$$\alpha_2 = \alpha_{np,2} - \alpha_i = 90 - 2 = 88^\circ$$

$$\alpha_3 = \alpha_{cn} - \alpha_i = 135 - 2 = 133^\circ$$

$$n_{1-} = \frac{n_{i-} \cdot \sin(\alpha_2) \cdot \sin(\alpha_3) + n_{ii-} \cdot \cos(\alpha_2) \cdot \cos(\alpha_3)}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1) \cdot \sin(\alpha_3 - \alpha_1)}$$

$$= \frac{21.1 \cdot \sin(88) \cdot \sin(133) + 1.4 \cdot \cos(88) \cdot \cos(133)}{\sin(88 - -2) \cdot \sin(133 - -2)} = 21.9 \text{ kN/m}$$

$$n_{2-} = \frac{n_{i-} \cdot \sin(\alpha_3) \cdot \sin(\alpha_1) + n_{ii-} \cdot \cos(\alpha_3) \cdot \cos(\alpha_1)}{\sin(\alpha_3 - \alpha_2) \cdot \sin(\alpha_1 - \alpha_2)}$$

$$= \frac{21.1 \cdot \sin(133) \cdot \sin(-2) + 1.4 \cdot \cos(133) \cdot \cos(-2)}{\sin(133 - 88) \cdot \sin(-2 - 88)} = 2.3 \text{ kN/m}$$

$$n_{c-} = \frac{n_{i-} \cdot \sin(\alpha_1) \cdot \sin(\alpha_2) + n_{ii-} \cdot \cos(\alpha_1) \cdot \cos(\alpha_2)}{\sin(\alpha_1 - \alpha_3) \cdot \sin(\alpha_2 - \alpha_3)}$$

$$= \frac{21.1 \cdot \sin(-2) \cdot \sin(88) + 1.4 \cdot \cos(-2) \cdot \cos(88)}{\sin(-2 - 133) \cdot \sin(88 - 133)} = -1.7 \text{ kN/m}$$

Efforts membranaires de conception dans les directions du ferrailage sur la face supérieure

$$\alpha_{1+} = \alpha_{inp,1+} - \alpha_{l+} = 0 - -88 = 88^\circ$$

$$\alpha_{2+} = \alpha_{inp,2+} - \alpha_{l+} = 90 - -88 = 178^\circ$$

$$\alpha_{3+} = \alpha_{con+} - \alpha_{l+} = 45 - -88 = 133^\circ$$

$$n_{1+} = \frac{n_{l+} \cdot \sin(\alpha_{2+}) \cdot \sin(\alpha_{3+}) + n_{ll+} \cdot \cos(\alpha_{2+}) \cdot \cos(\alpha_{3+})}{\sin(\alpha_{2+} - \alpha_{1+}) \cdot \sin(\alpha_{3+} - \alpha_{1+})}$$

$$= \frac{-1.4 \cdot \sin(178) \cdot \sin(133) + -21.1 \cdot \cos(178) \cdot \cos(133)}{\sin(178 - 88) \cdot \sin(133 - 88)} = -20.3 \text{ kN/m}$$

$$n_{2+} = \frac{n_{l+} \cdot \sin(\alpha_{3+}) \cdot \sin(\alpha_{1+}) + n_{ll+} \cdot \cos(\alpha_{3+}) \cdot \cos(\alpha_{1+})}{\sin(\alpha_{3+} - \alpha_{2+}) \cdot \sin(\alpha_{1+} - \alpha_{2+})}$$

$$= \frac{-1.4 \cdot \sin(133) \cdot \sin(88) + -21.1 \cdot \cos(133) \cdot \cos(88)}{\sin(133 - 178) \cdot \sin(88 - 178)} = -0.6 \text{ kN/m}$$

$$n_{c+} = \frac{n_{l+} \cdot \sin(\alpha_{1+}) \cdot \sin(\alpha_{2+}) + n_{ll+} \cdot \cos(\alpha_{1+}) \cdot \cos(\alpha_{2+})}{\sin(\alpha_{1+} - \alpha_{3+}) \cdot \sin(\alpha_{2+} - \alpha_{3+})}$$

$$= \frac{-1.4 \cdot \sin(88) \cdot \sin(178) + -21.1 \cdot \cos(88) \cdot \cos(178)}{\sin(88 - 133) \cdot \sin(178 - 133)} = -1.7 \text{ kN/m}$$

5) Calcul des efforts fictifs aux deux faces des directions saisies

Les efforts virtuels sont nécessaires pour convertir les efforts de compression / traction depuis une face jusqu'au centre de la plaque. L'effort virtuel représente l'effort équivalent de l'autre côté de la plaque.

6) Recalcul des efforts aux deux faces du centre de gravité de la section

En utilisant les efforts transformés et les efforts virtuels, les efforts internes au centre de la plaque peuvent alors être calculés :

Efforts membranaires de conception dans les directions du ferrailage sur la face inférieure recalculés selon l'axe médian

$$n_{Ed1-} = n_{1-} + n_{1-,virt} = 21.9 + -20.3 = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed1-} = n_{1-} \cdot z_c - n_{1-,virt} \cdot z_c = 21.9 \cdot 85 - -20.3 \cdot 124 = 4.4 \text{ kNm/m}$$

$$n_{Ed2-} = n_{2-} + n_{2-,virt} = 2.3 + -0.6 = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed2-} = n_{2-} \cdot z_c - n_{2-,virt} \cdot z_c = 2.3 \cdot 85 - -0.6 \cdot 124 = 0.3 \text{ kNm/m}$$

$$n_{Ed3-} = n_{c-} + n_{c-,virt} = -1.7 + -1.7 = -3.3 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed3-} = n_{c-} \cdot z_c - n_{c-,virt} \cdot z_c = -1.7 \cdot 85 - -1.7 \cdot 124 = 0.1 \text{ kNm/m}$$

Efforts membranaires de conception dans les directions du ferrailage sur la face supérieure recalculés selon l'axe médian

$$n_{Ed1+} = n_{1+} + n_{1+,virt} = -20.3 + 21.9 = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed1+} = -n_{1+} \cdot z_c + n_{1+,virt} \cdot z_c = - -20.3 \cdot 124 + 21.9 \cdot 85 = 4.4 \text{ kNm/m}$$

$$n_{Ed2+} = n_{2+} + n_{2+,virt} = -0.6 + 2.3 = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed2+} = -n_{2+} \cdot z_c + n_{2+,virt} \cdot z_c = - -0.6 \cdot 124 + 2.3 \cdot 85 = 0.3 \text{ kNm/m}$$

$$n_{Ed3+} = n_{c+} + n_{c+,virt} = -1.7 + -1.7 = -3.3 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed3+} = -n_{c+} \cdot z_c + n_{c+,virt} \cdot z_c = - -1.7 \cdot 124 + -1.7 \cdot 85 = 0.1 \text{ kNm/m}$$

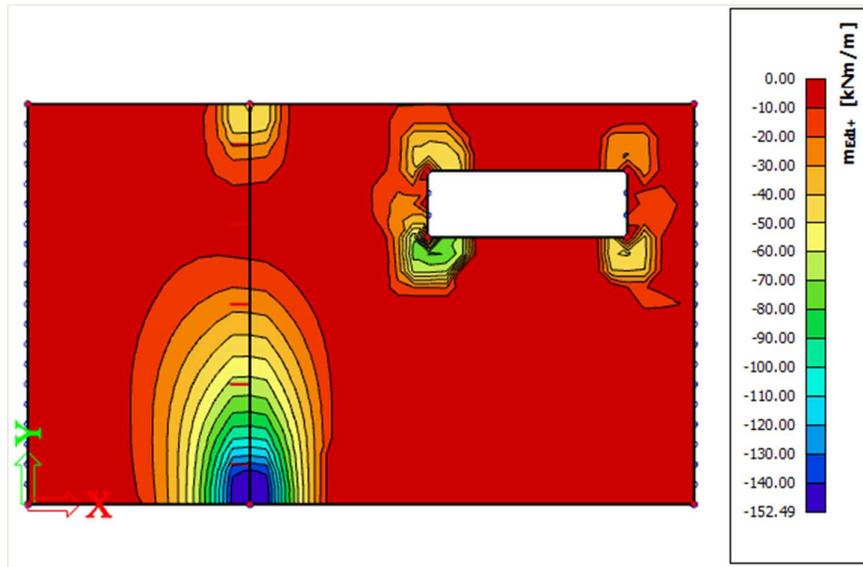
Les valeurs disponibles sont les suivantes : $m_{Ed,1+}$, $m_{Ed,2+}$, $m_{Ed,1-}$, $m_{Ed,2-}$, $m_{Ed,c-}$, $n_{Ed,1+}$, $n_{Ed,2+}$, $n_{Ed,c+}$, $n_{Ed,1-}$, $n_{Ed,2-}$, $n_{Ed,c-}$, et V_{Ed} .

Les signes + et – sont pour les valeurs de calcul sur, respectivement, la face positive et la face négative de l'axe local z de l'élément 2D.

« 1 » et « 2 » sont pour les directions de ferrailage, qui sont par défaut, respectivement, la direction des axes locaux x et y de l'élément 2D.

Les valeurs $m_{Ed,c+}$ et $m_{Ed,c-}$ sont les moments de calcul qui devraient être repris par le béton, mais ils n'ont pas de réel signification pour le calcul du ferrailage.

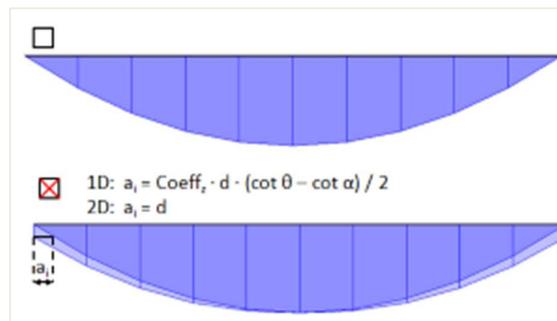
Combinaison : ELU
 Type de valeurs : efforts internes de conception
 Valeur : $m_{Ed,1+}$



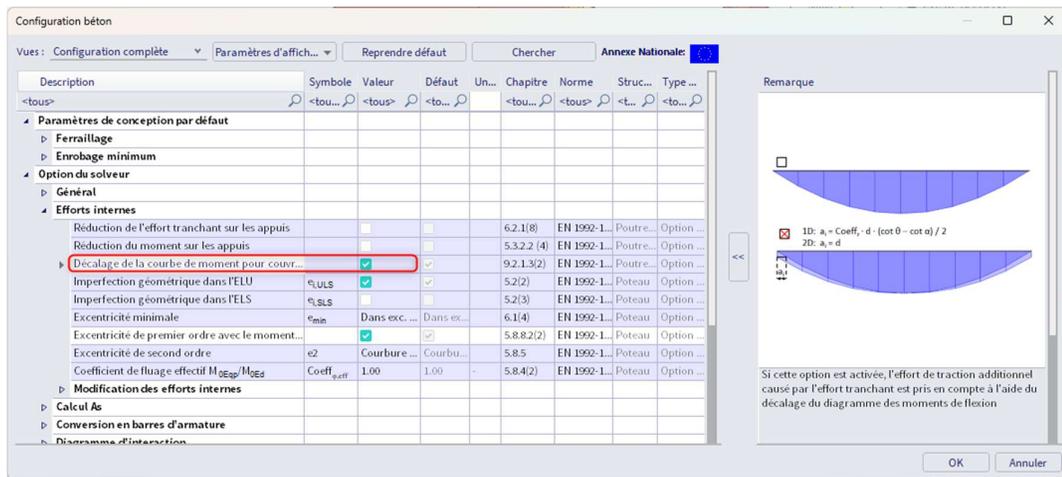
Comparons ce résultat $m_{Ed,1+}$ (du poste de travail « Béton ») avec le résultat de l'effort élémentaire de conception m_{xD+} du poste de travail « Résultats » (cf chapitre précédent).

Malgré les différentes procédures de transformation, l'image générale des résultats sera similaire pour les directions de ferrailage orthogonales (c'est-à-dire selon les axes locaux x et y). La différence la plus grande est causée par le décalage de la courbe de moment qui n'est prise en compte que dans les efforts internes de conception par le solveur NEDIM (valeurs $m_{Ed,1}$ et $m_{Ed,2}$).

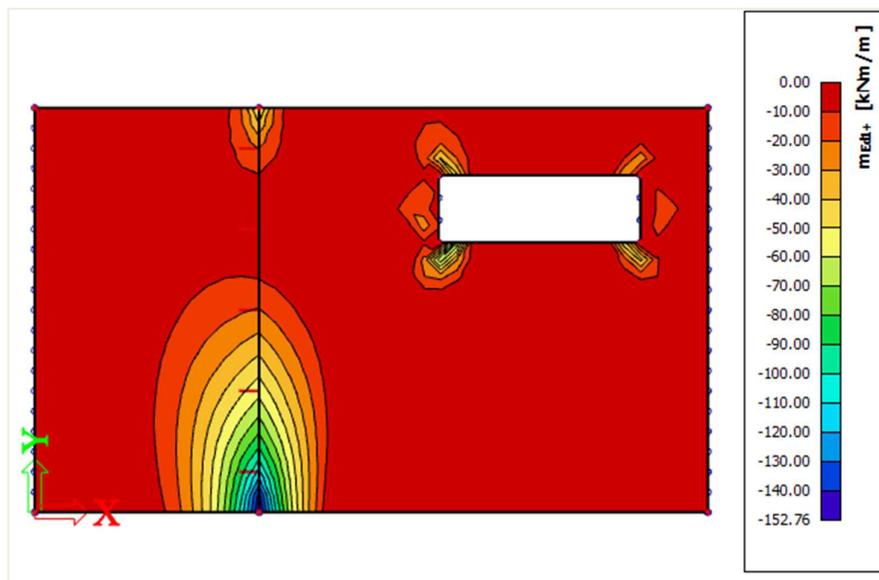
Le décalage de la courbe de moment prend en compte l'effort de traction supplémentaire dû à l'effort de cisaillement par le décalage de la ligne de moment par une distance a_i , a_i étant déterminée comme sur l'image ci-dessous :



L'option de décalage de la courbe de moment se trouve dans la « Configuration béton » :



Si on décoche cette option, l'image est plus proche de celle que l'on a pour l'effort élémentaire de conception $m_{x,D+}$ du poste de travail « Résultats » (cf chapitre précédent) :



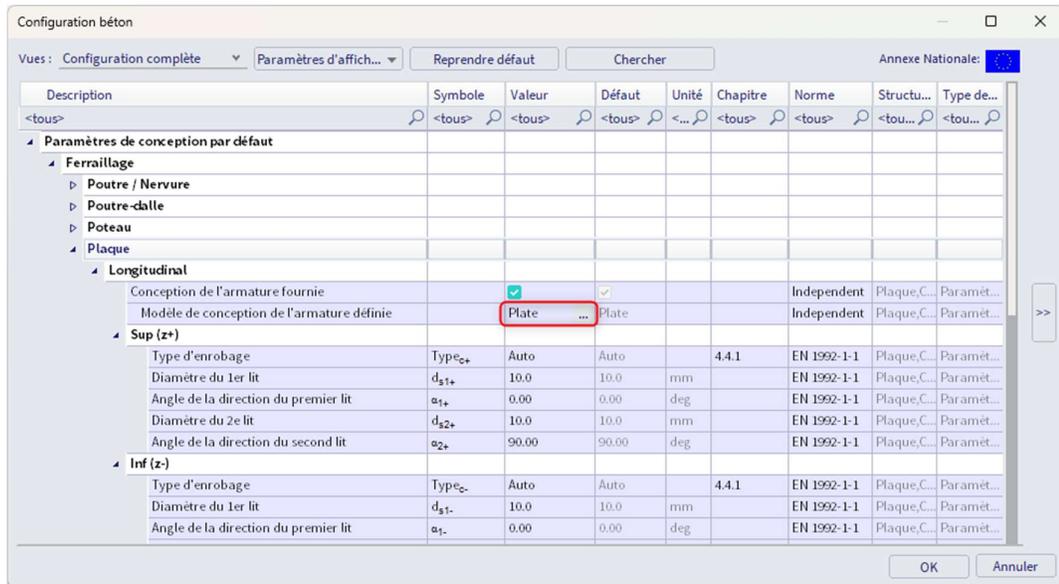
⇒ **Ferrailage défini**

Avant de calcul le ferrailage théorique, il est possible d'ajouter un gabarit de ferrailage à la plaque. Ce gabarit peut être utilisé pour :

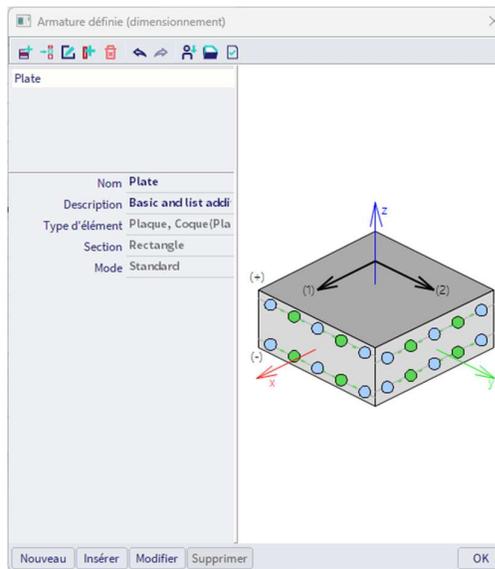
- Comparer le gabarit avec le ferrailage théorique calculé. Par cela, il est facile de voir où ce gabarit de base n'est pas suffisant.
- Effectuer le calcul du poinçonnement, le contrôle d'ouverture de fissures et de flèche (CDD).

Le ferrailage ajouté par le gabarit est appelé « Ferrailage défini ».

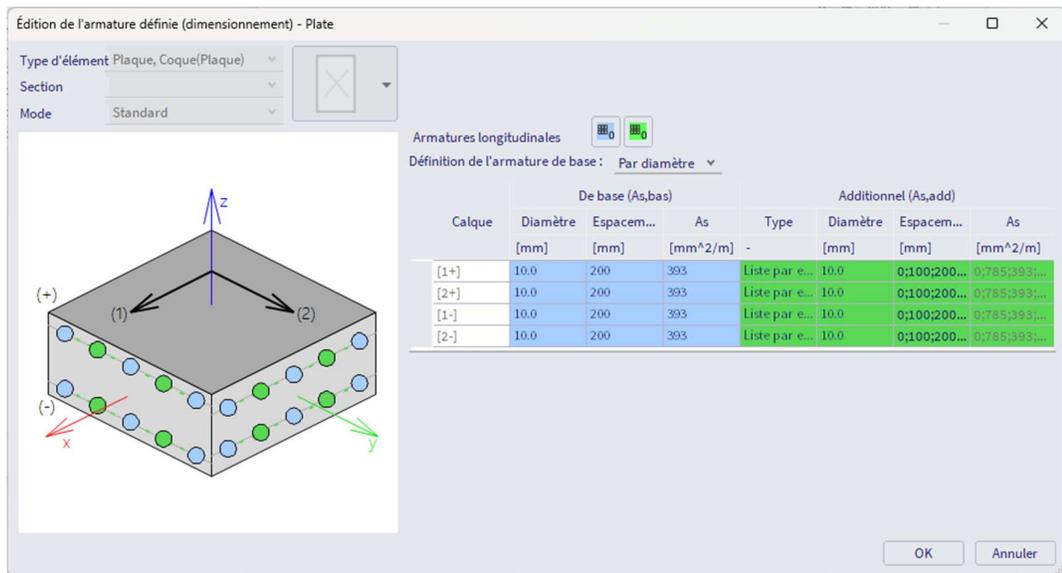
Un ferrailage défini peut être ajouté dans la « Configuration béton » :



En cliquant sur les trois points en face de « Modèle de conception de l'armature définie », une fenêtre s'ouvre avec le gabarit par défaut :



Vous pouvez sélectionner l'un des gabarits, s'il y en a plusieurs, en créer un nouveau, ou modifier un existant. Ici sélectionner et modifier le seul disponible :

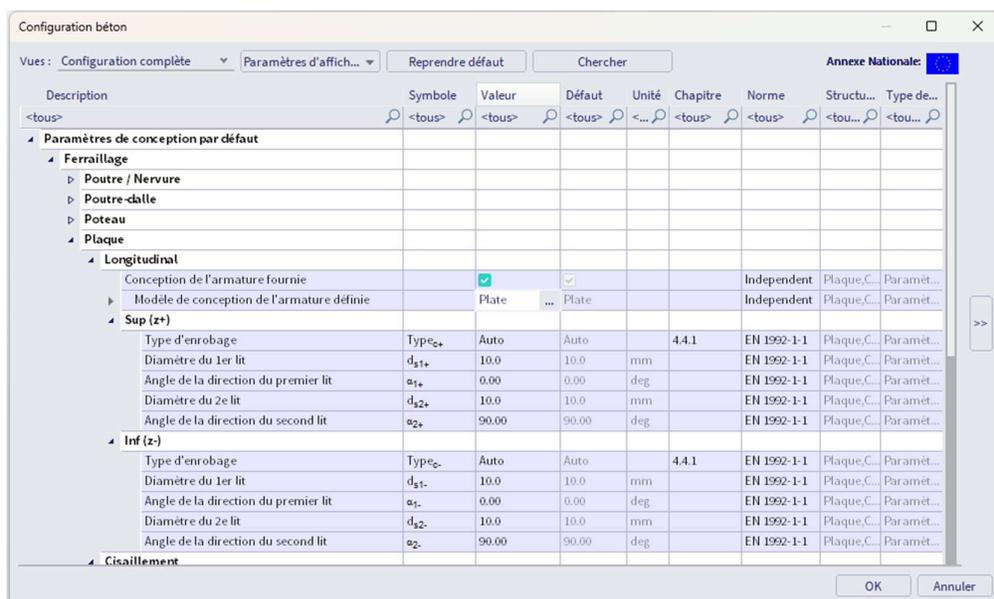


Dans cette fenêtre, le ferrailage peut être défini. Il existe deux types de ferrailage dans le gabarit :

- Le **ferrailage de base** : ce ferrailage est ajouté à toute la plaque.
- Le **ferrailage additionnel** : ce ferrailage est ajouté uniquement dans les zones où, selon le ferrailage théorique calculé, des armatures supplémentaires sont nécessaires. On peut imposer un diamètre et un espacement, ou alors on peut imposer un diamètre et définir une liste d'espacement, ou bien à l'inverse imposer un espacement et définir une liste de diamètres.

NB :

- Le diamètre utilisé pour le ferrailage additionnel est également utilisé pour effectuer le calcul du ferrailage théorique.
- Dans la « Configuration béton », on peut changer les directions de ferrailage. Ces directions sont respectées aussi bien pour le ferrailage défini que pour le ferrailage théorique.



⇒ **Ferraillage théorique**

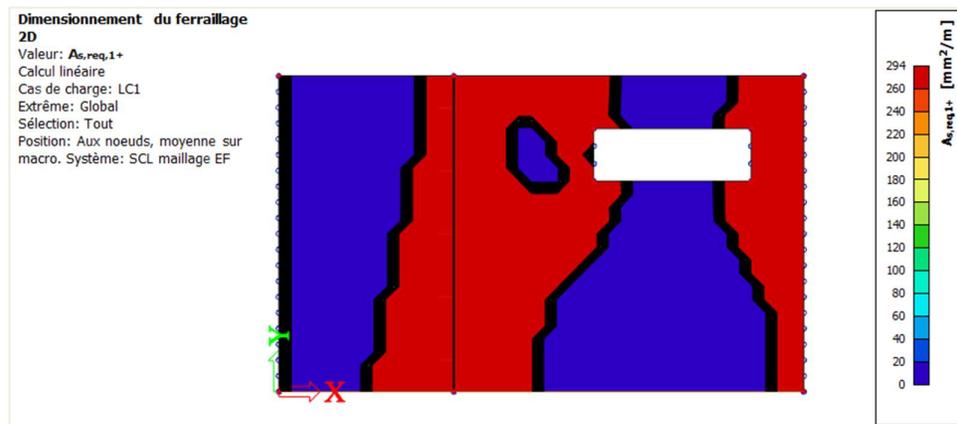
Le ferraillage théorique peut être affiché via le poste de travail « Béton » et « Calcul du ferraillage des éléments 2D béton ».

Dans le « Type de valeurs », on a :

- Le **ferraillage requis** : ces valeurs représentent le ferraillage théorique calculé par SCIA Engineer. Il prend en compte les dispositions constructives.

Plaque, Coque(Plaque)						
Longitudinal						
Contrôle taux min. armature principale		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.1.1(1)	EN 1992-1-1	
Type d'armature principale tendue pour la face supérie...		Auto	Auto		Independent	
Type d'armature principale tendue pour la face inférieu...		Auto	Auto		Independent	
Appliquer le pourcentage de ferraillage mini.		Dans la zon...	Dans la ...	9.3.1.1(1)	EN 1992-1-1	
Contrôle taux max. armature principale		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.1.1(1)	EN 1992-1-1	
Contrôle taux transversal min. armature secondaire		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	9.3.1.1(2)	EN 1992-1-1	
Contrôle de l'espacement minimal des barres		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	8.2(2)	EN 1992-1-1	
Distance minimale entre barres	slp.min	20	20	mm	8.2(2)	EN 1992-1-1
Contrôle espac. max. arm. principale longitudinale		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.1.1(3)	EN 1992-1-1	
Contrôle espac. max. armature secondaire longitudinale		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.1.1(3)	EN 1992-1-1	
Cisaillement						
Contrôler le taux min. d'armature d'effort tranchant		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.2(2)	EN 1992-1-1	
Contrôler l'ép. min. des élts avec armature d'effort tranch...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.2(1)	EN 1992-1-1	
Ep. min. des élts avec armature d'effort tranchant	h_{min}	200	200	mm	9.3.2(1)	EN 1992-1-1
Contrôler espacem. max. des étriers		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9.3.2(4)	EN 1992-1-1	
Espacement max. des étriers	Coeff _{smax.p.1}	0.8	0.8		9.3.2(4)	EN 1992-1-1

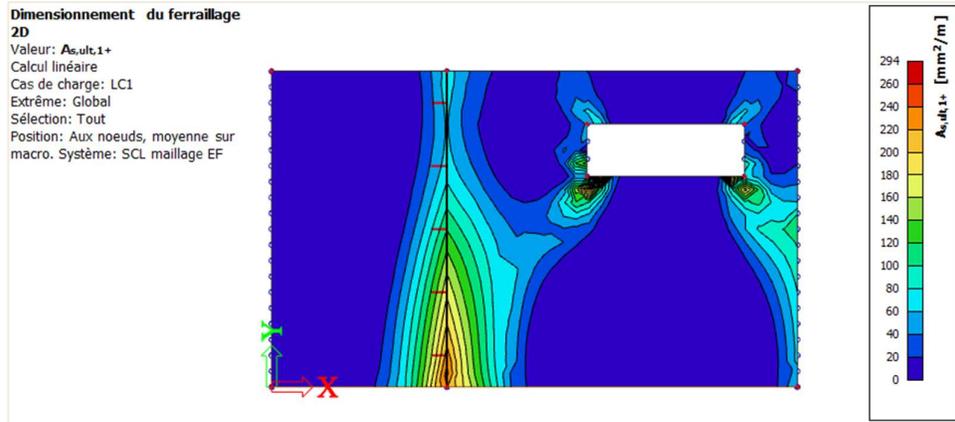
Par exemple sous poids propre, on a $A_{s,req,1+}$ égal à :



$A_{s,req,1+}$ est le ferraillage théorique nécessaire sur la face supérieure de la plaque (direction z positif) dans la première direction de ferraillage. Les dispositions constructives sont prises en compte.

- Le **ferraillage requis - statiquement** : ces valeurs représentent le ferraillage théorique calculé par SCIA Engineer SANS prendre en compte les dispositions constructives.

Par exemple sous poids propre, on a $A_{s,ult,1+}$ égal à :

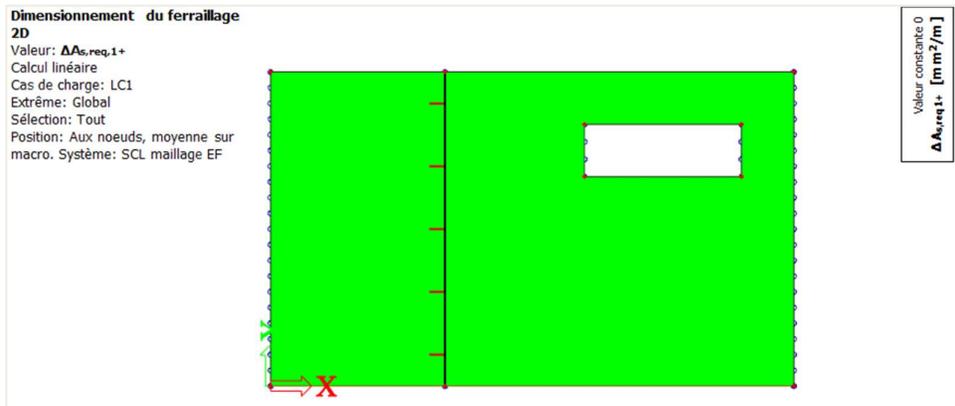


$A_{s,ult,1+}$ est le ferrailage théorique nécessaire sur la face supérieure de la plaque (direction z positif) dans la première direction de ferrailage, SANS prise en compte des dispositions constructives.

- Le ferrailage requis – non couvert : ces valeurs montrent s'il manque du ferrailage, après vérification du ferrailage défini.

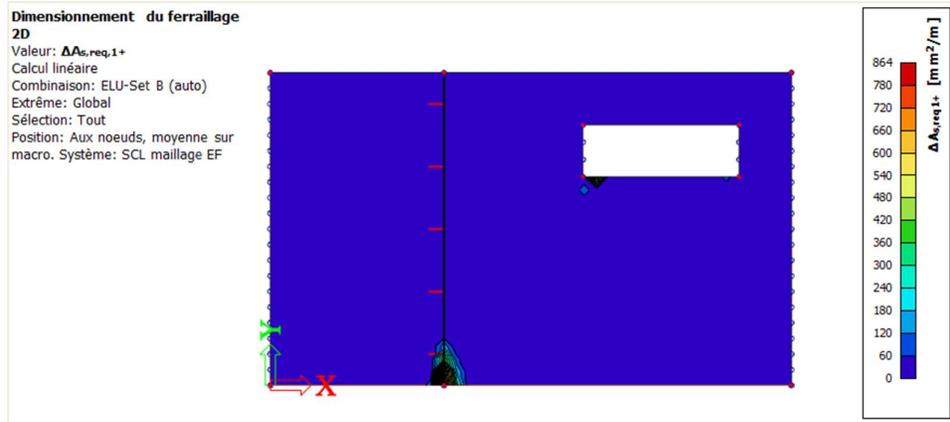
Dans les zones où s'affiche 0, alors il n'y a pas besoin de plus de ferrailage (comparé au ferrailage défini). Dans les zones où une valeur autre que 0 s'affiche, alors le ferrailage défini n'est pas suffisant.

Par exemple sous poids propre, on a $\Delta A_{s,req,1+}$ égal à :



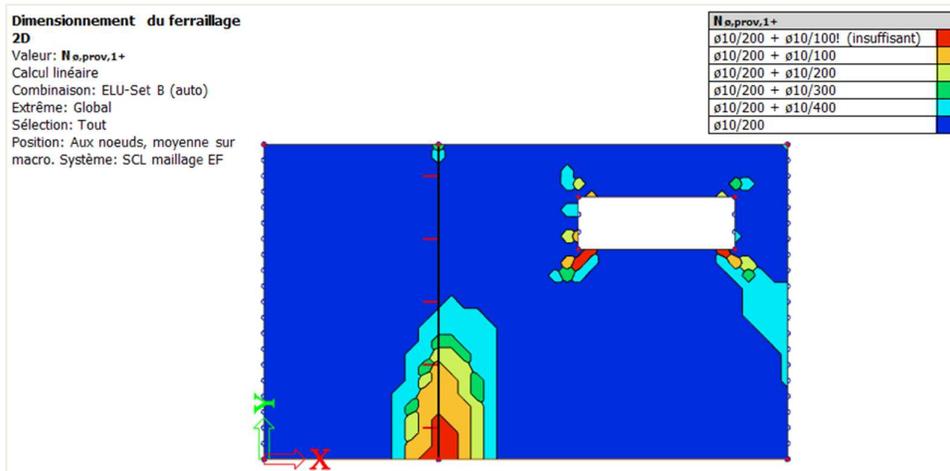
$\Delta A_{s,req,1+}$ est le ferrailage théorique manquant (en plus du ferrailage défini) sur la face supérieure de la plaque (direction z positif) dans la première direction de ferrailage.

Autre exemple sous combinaisons ELU :



- Le ferrailage défini : ces valeurs représentent le ferrailage qui a été défini dans le gabarit.

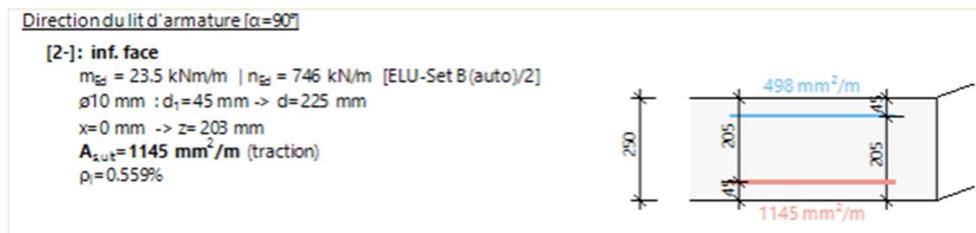
Par exemple sous poids propre, on a $N_{\phi,prov,1+}$ égal à :

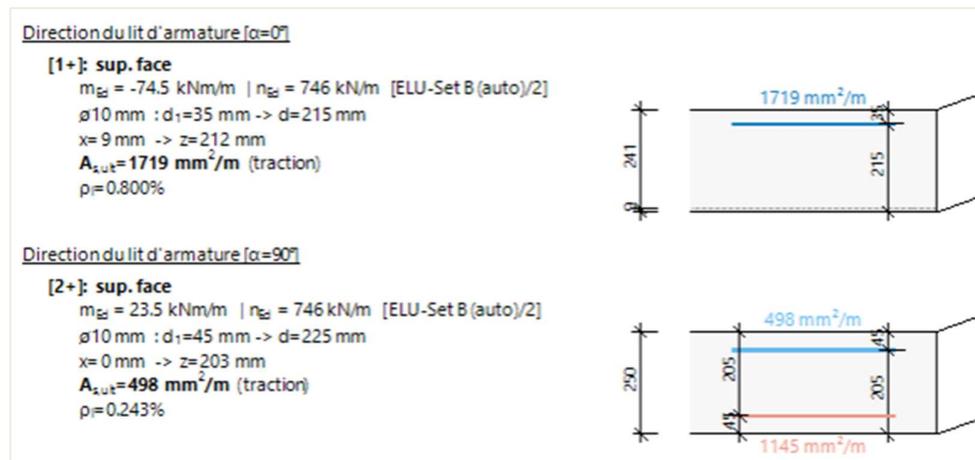


$N_{\phi,prov,1+}$ est le ferrailage défini sur la plaque. Les zones rouges montrent que le ferrailage additionnel dans le gabarit n'est pas suffisant.

⇒ **Calcul du ferrailage longitudinal**

Le ferrailage longitudinal théorique est calculé à partir des efforts internes de conception.





⇒ Calcul du ferrailage d'effort tranchant

Avant le calcul du ferrailage d'effort tranchant, deux vérifications sont faites :

- $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$: les efforts internes de calcul sur la plaque doivent être inférieurs ou égaux à la résistance en cisaillement maximale de la plaque.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)}$$

- $V_{Ed} < V_{Rdc}$: dans ce cas, aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire. Si ce n'est pas le cas, un ferrailage de poinçonnement sera automatiquement calculé par SCIA Engineer.

$$V_{Rdc} = \max \left(10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot \alpha \cdot 0 \right)$$

$$= \max \left(10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.98 \cdot \left(100 \cdot 3.24 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0 \right) \cdot 0.21; 0 \right) = 92.8 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rdcmin} = \max \left(10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot \alpha \cdot 0 \right) = \max \left(10^6 \cdot \left(0.435 + 0.15 \cdot 0 \right) \cdot 0.21; 0 \right) = 91.3 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rdc} = \max(V_{Rdc}, V_{Rdcmin}) = \max(92.8 \text{ kN/m}; 91.3 \text{ kN/m}) = 92.8 \text{ kN/m}$$

Contrôle $V_{Rd,max}$
 $V_{Ed} = 783 \text{ kN/m} > V_{Rd,max} = 578 \text{ kN/m}$ (PAS OK)

Warning: La résistance de la bielle virtuelle de béton comprimé pour l'effort tranchant est épuisée ($v_{Ed} > v_{Rd,max}$).

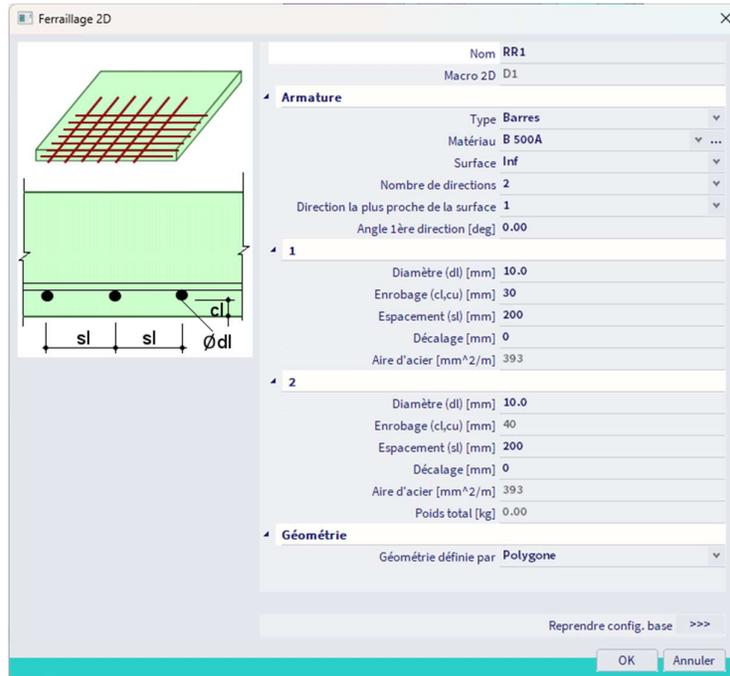
Contrôle V_{Rdc}
 $V_{Ed} = 783 \text{ kN/m} > V_{Rdc} = 92.8 \text{ kN/m}$ (PAS OK, armature d'effort tranchant nécessaire)

Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, l'avertissement ci-dessus apparait dans la sortie du calcul du ferrailage.

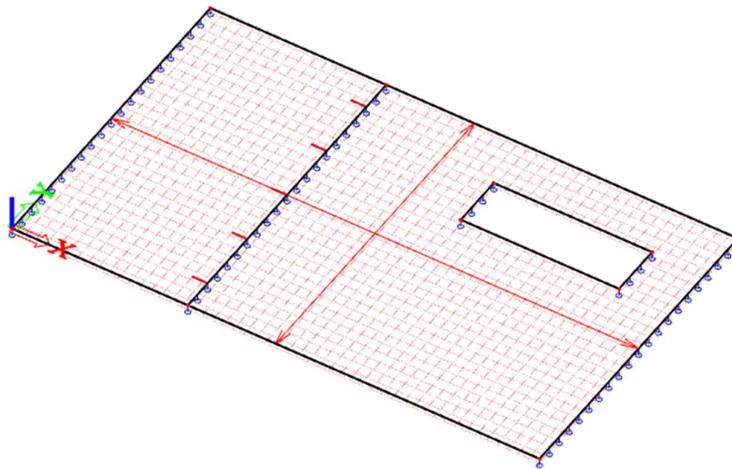
Ce message avertit sur les endroits où on peut observer des pics de contraintes de cisaillement. La plupart du temps, ces pics sont des singularités qui ne reflètent pas la réalité. On a alors deux options : ou bien ignorer ces pics de valeurs, ou bien les moyenner en utilisant par exemple les bandes de lissage.

✚ CALCUL DU FERRAILLAGE PRATIQUE

En plus du ferrailage théorique et défini, il est possible de définir un ferrailage pratique, aussi appelé utilisateur. Ce type de ferrailage peut être ajouté à une plaque par le poste de travail « Béton » et « Ferrailage élément 2D ».



Ce ferrailage doit être ajouté séparément sur la face supérieure et inférieure, et dans les différentes directions de ferrailage.



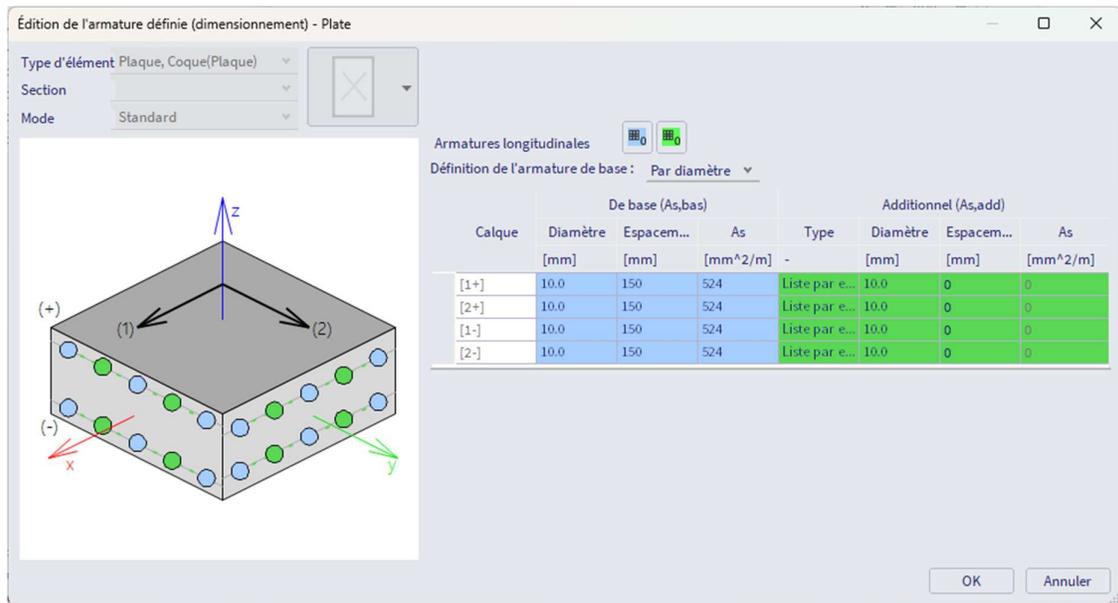
NB : L'utilisateur peut ajouter plusieurs couches de ferrailage sur une même zone. Le ferrailage dans cette zone est la somme de toutes ces couches.

PRISE EN COMPTE A LA FOIS DU FERRAILLAGE DÉFINI ET DU FERRAILLAGE UTILISATEUR

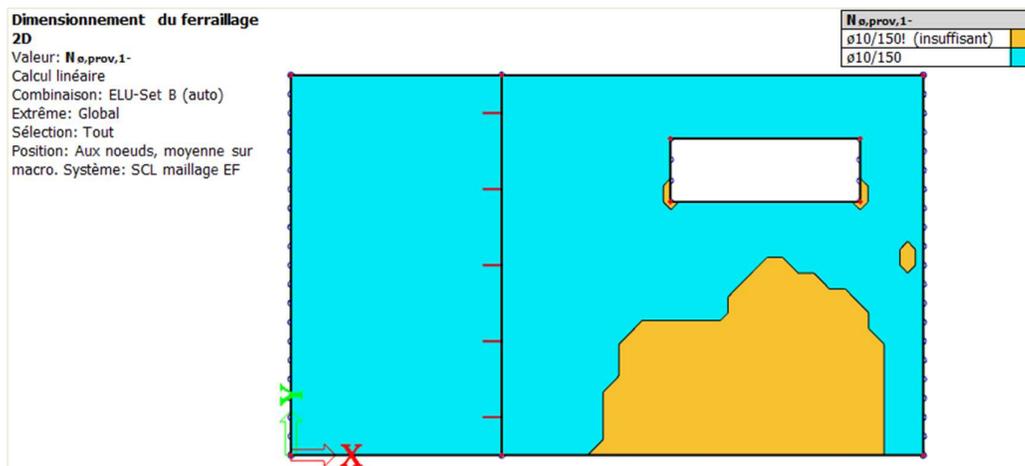
Après calcul du ferrailage, il est possible que le ferrailage défini soit insuffisant dans certaines zones. Cela signifie que l'utilisateur devrait introduire du ferrailage supplémentaire. Dans ce cas, l'utilisateur a deux possibilités :

- Ou bien définir tout le ferrailage comme « utilisateur »,
- Ou bien combiner le ferrailage défini et le ferrailage pratique / utilisateur, qui sera uniquement défini dans les zones où un ferrailage supplémentaire est nécessaire.

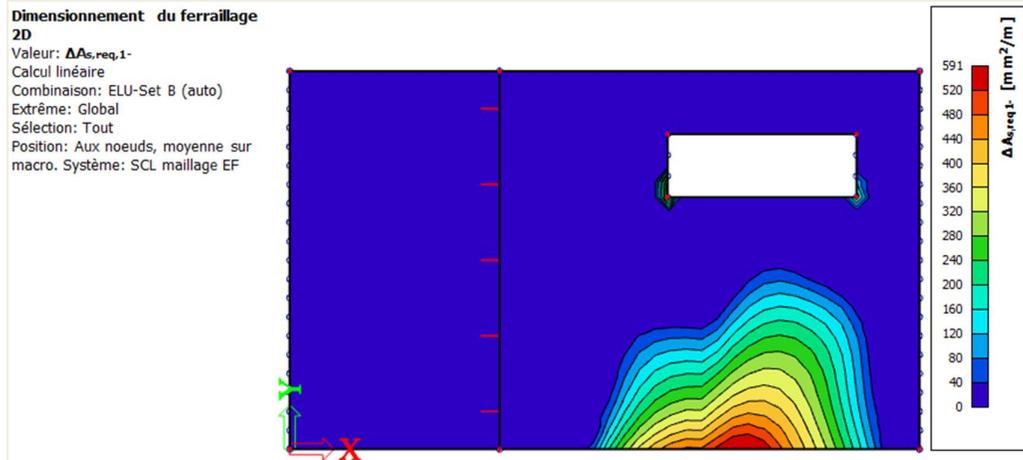
Ce principe est explicité ci-après en utilisant l'exemple pour le ferrailage ELU, dans la direction 1 (ou local x). Dans la « Configuration béton », l'utilisateur peut paramétrer un gabarit de ferrailage défini qui sera utilisé dans le calcul du ferrailage : le ferrailage de base sera du $\phi 10$ tous les 150mm, et le ferrailage additionnel sera mis à 0 :



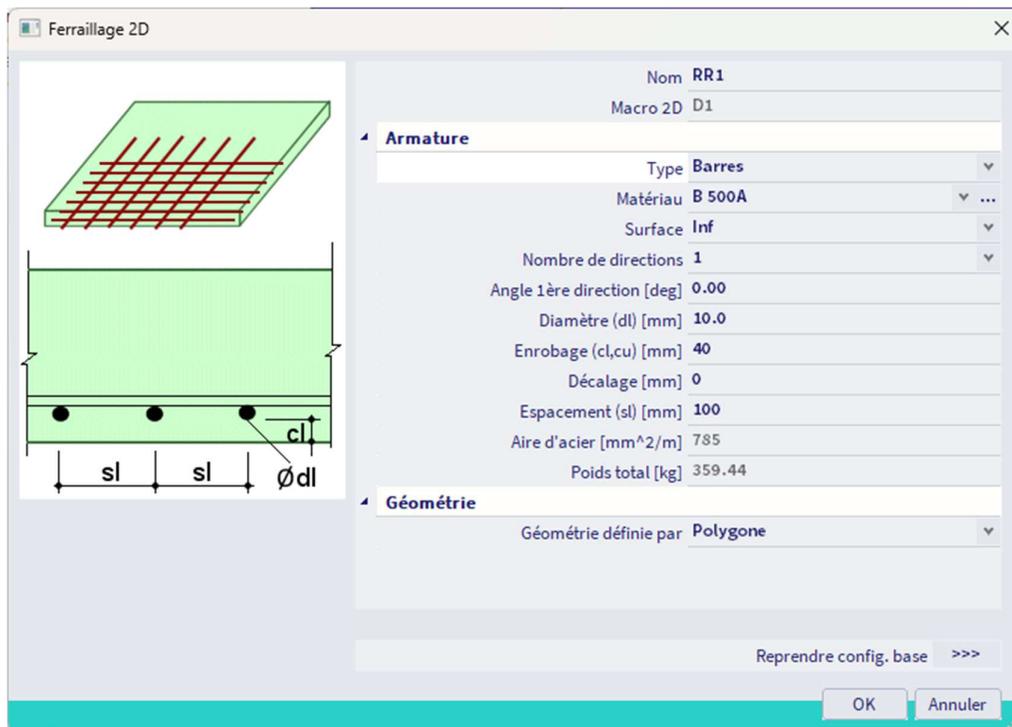
Lorsqu'on demande l'affichage de $N_{\phi,prov,1-}$ pour les combinaisons ELU, on voit que le ferrailage défini de $\phi 10$ tous les 150mm est insuffisant pour répondre aux charges appliquées. Un ferrailage supplémentaire est donc nécessaire.

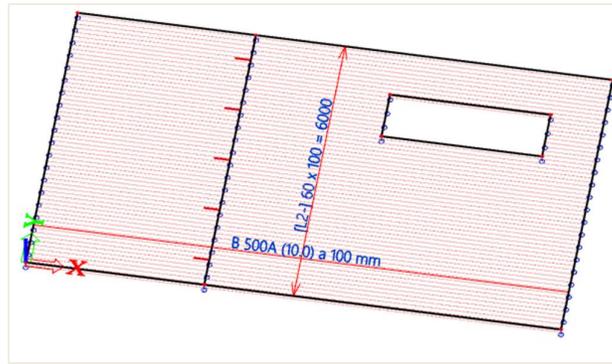


Si on demande l'affichage de $\Delta A_{s,req,1-}$, l'utilisateur peut voir la quantité exact de ferrailage en mm^2/m qui doit être ajoutée en plus du ferrailage défini. Dans ce cas, un ferrailage supplémentaire de $591\text{mm}^2/\text{m}$ est nécessaire.

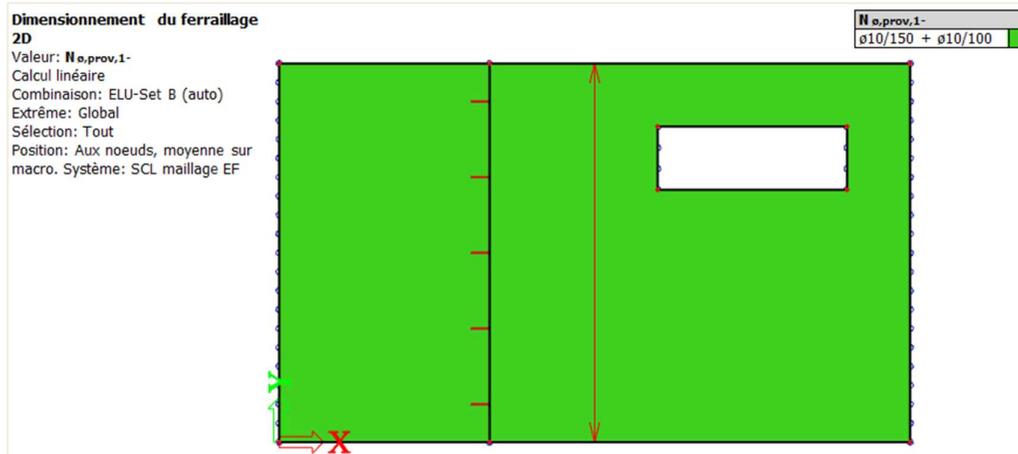
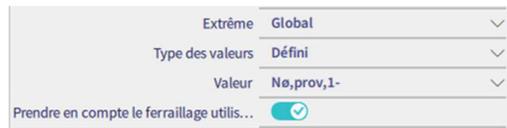


Cette valeur peut être traduite par la configuration de $\phi 10$ tous les 100mm avec un ferrailage pratique / utilisateur. Comme il n'y a pas besoin de ferrailage supplémentaire dans la direction 2, une seule direction de ferrailage sera ajoutée à l'élément 2D.





Lorsqu'on génère à nouveau l'affichage de $N_{\phi,prov,1-}$ en activant l'option « Prendre en compte le ferrailage utilisateur », on voit que les $\phi 10$ tous les 100mm (ferrailage pratique / utilisateur) ont été ajoutés au ferrailage basique de $\phi 10$ tous les 150mm (qui avaient été définis par le ferrailage défini basique) :



Les valeurs appliquées sont visibles dans la sortie du calcul de ferrailage :

Ferrailage longitudinal - Résumé

Lits d'armature dimensionnés (dans la direction de l'axe x local de l'élément) :

Défini	$N_{\phi,prov,bas}$	$N_{\phi,prov,add}$	d_1	$A_{s,min}$	$A_{s,ult}$	$\Delta A_{s,ser}$	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	$A_{s,max}$	$G_{l,prov}$	s_{min}	s_{max}	$UC_{A_s,prov}$
			[mm]	[mm ²]	[kg/m ²]	[mm]	[mm]	[-]					
[1+] 0°	ø10/150	---	35	279	1147	-	1147	525	10000	16.5	58	60	2.19 ✗
[2+] 90°	ø10/150	---	45	267	1444	-	1444	525	10000	16.5	58	60	2.76 ✗
[1-] 0°	ø10/150	ø10/100 ^U	35	279	852	-	852	1309	10000	41.1	55	60	0.65 ✓
[2-] 90°	ø10/150	---	45	267	554	-	554	525	10000	16.5	58	60	1.06 ✗

$A_{s,req}$ - aire d'armature requise en tant que $\max(A_{s,ult}, A_{s,ser}) - \Delta A_{s,ser}$; $A_{s,prov}$ - aire d'armature fournie; $A_{s,min,max}$ - aire d'armature min/max; $s_{min,max}$ - espacement maximum des barres (distance libre minimum entre les barres)

L'option « Prendre en compte le ferrailage utilisateur » est également accessible pour tous les contrôles de ferrailage : ouverture de fissures, poinçonnement et flèche CDD. Cela permet à l'utilisateur de facilement vérifier le ferrailage introduit via le gabarit et aussi par le ferrailage pratique / utilisateur.

3.4.5. Calcul ELS des éléments 2D – Ouverture de fissures et limitation de contraintes

En plus du calcul ELUS des éléments 2D, l'Eurocode définit également quelques restrictions liées au calcul ELS, plus particulièrement l'ouverture de fissures et la limitation des contraintes de traction dans les armatures. A cause de ces conditions ELS, l'utilisateur pourrait avoir besoin d'augmenter la quantité de ferrailage qui doit être suffisante pour satisfaire les efforts ELU. La quantité totale de ferrailage pour remplir à la fois les conditions ELU et ELS peut être calculée dans SCIA, de même que l'augmentation du ferrailage requis statiquement.

Le principe de cette méthode de calcul sera expliquée par l'exemple suivant d'une plaque 2D. Sur cet élément, une donnée béton 2D (CMD = Concrete Member Data) sera appliquée dans laquelle une ouverture limite de fissures dans la première direction sur la face inférieure sera définie à 0,100mm. La contrainte de traction dans les armatures peut être limitée à la fois dans la « Configuration béton » et dans la donnée béton 2D (CMD). Dans cet exemple, la limite sera définie à 150MPa.

The screenshot shows the configuration window for concrete member data. The title bar reads 'MACRO 2D (1) > DONNÉES BÉTON D'ÉLÉMENT 2D (1)'. The interface includes a toolbar with icons for file operations and a main area with various settings. Two sections are highlighted with red boxes:

- LIMITATION DES CONTRAINTES**:
 - Contrainte limite armatures: Saisie utilisateur
 - Contrainte limite dans l'armature [MPa]: 150.0
- OUVERTURE DE FISSURE**:
 - Type d'ouverture de fissure maximale: Personnalisé pour différentes f ...
 - Ouverture de fissure personnalisée po...: 0.100
 - Ouverture de fissure personnalisée po...: 0.100

Other visible settings include:

- Âge du béton au début du retrait de s...: 7.00
- Utiliser le module effectif du béton:
- EFFORTS INTERNES
- Décalage de la courbe de moment p...:
- CALCUL AS
- PLAQUE, VOILE, COQUE(PLAQUE), CO...
- Coefficient pour augmenter l'aire stat...: 0.00
- DIAGRAMME D'INTERACTION
- Méthode du diagramme d'interaction: NRdMRd
- CISAILLEMENT
- Type de calcul/introduction de l'angl...: Utilisateur (angle)
- Angle de la bielle comprimée [deg]: 40.00
- Cotangente de l'angle de la bielle co...: 1.19175359259421
- EFFORTS DE FISSURATION
- Type de résistance pour le calcul de l'...: f_{ctm}
- Valeur de la résistance pour le calcul ...: f_{ct,eff}
- FLÉCHES
- Coefficient de majoration de l'armature: 1
- Flèche totale maximale [mm]: 25
- Flèche additionnelle maximale [mm]: 15
- DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES
- PLAQUE, COQUE(PLAQUE)
- LONGITUDINAL
- Appliquer le pourcentage de ferrilla...: Dans la zone tendue uniquement
- POINÇONNEMENT
- Arranger automatiquement les périm...:
- ACTIONS >>>
- Charger les valeurs de la configuration

Limitation des contraintes				
Charge indirecte (déformation imposée)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7.2(5)
Contrainte limite armatures	Auto	▲	Auto	7.2(5)
Efforts de fissuration			Auto	
Ouverture de fissure			Limite d'élasticité	
Flèches			Saisie utilisateur	

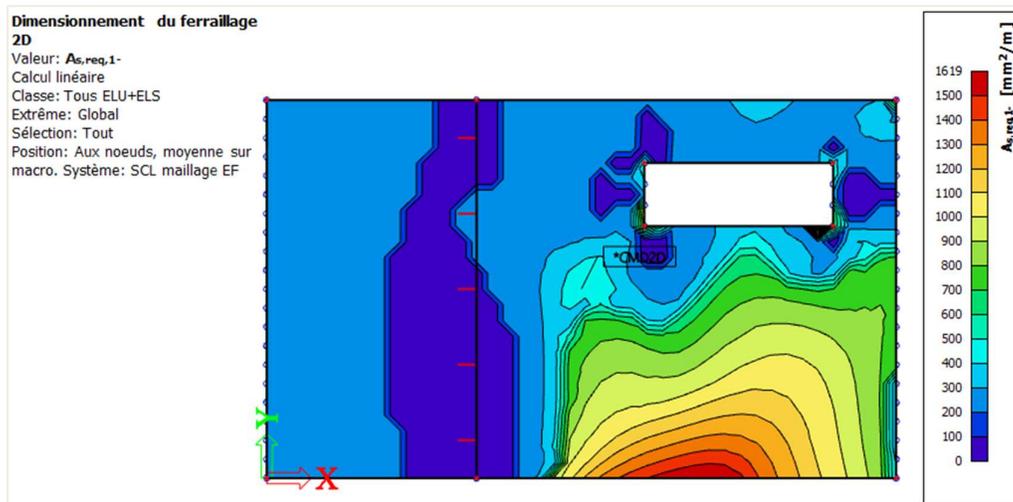
Puisque cette méthode de calcul est applicable pour l'ELU et pour l'ELS, il est important de sélectionner une classe de résultat qui contient à la fois les combinaisons ELU et ELS :

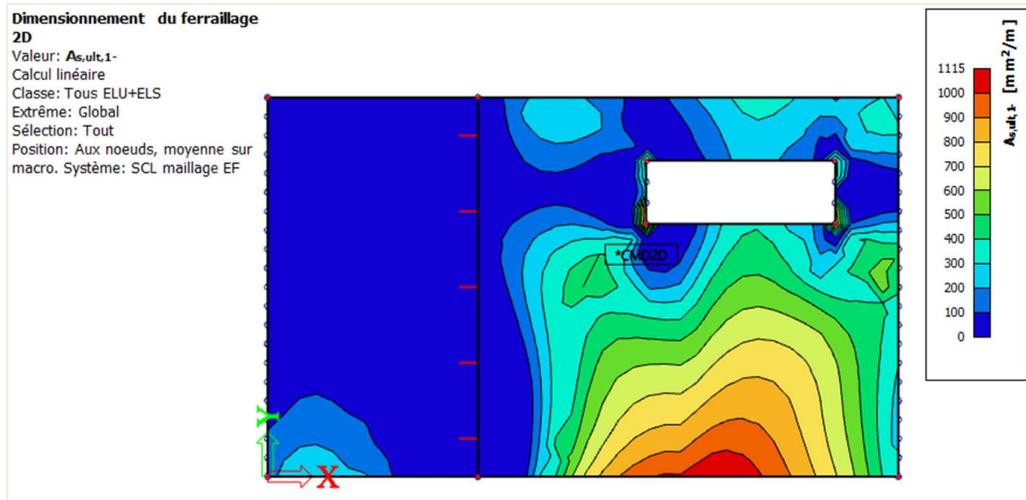


La première étape de la procédure de calcul consiste en la détermination de $A_{s,req}$ à l'ELU pour chaque direction et pour chaque face. Pendant cette étape, SCIA déterminera deux valeurs, et plus particulièrement :

- $A_{s,ult}$: le ferrailage requis statiquement pour supporter les charges ELU.
- $A_{s,req}$: le ferrailage requis incluant les dispositions constructives de l'EN.

Dans l'exemple donné, le ferrailage théorique $A_{s,req,1-}$ est égal à 1619mm²/m. Le ferrailage requis statiquement $A_{s,ult,1-}$ est égal à 1115mm²/m. Cette valeur est un plus basse puisque ne contient pas l'augmentation du ferrailage longitudinal du au calcul ELS.





Après le calcul de $A_{s,ult}$, l'utilisateur peut choisir d'intégrer la restriction ELS et a alors trois possibilités :

- Combinaison du calcul ELU et ELS basé sur l'ouverture des fissures.
- Combinaison du calcul ELU et ELS basé sur la limitation des contraintes.
- Combinaison du calcul ELU et ELS basé sur l'ouverture des fissures et la limitation des contraintes.

Cela peut être défini dans les propriétés du calcul du ferrailage :



Après avoir activé ces options, l'augmentation du ferrailage longitudinal peut être générée, dans ce cas la valeur $\Delta A_{s,ser,1}$. SCIA déterminera les efforts principaux $m_{Ed,cara}$ et $m_{Ed,QP}$ dans le but de calculer l'apparition des fissures à partir de $A_{s,ult}$, le ferrailage ELU calculé. En plus des efforts principaux, il est aussi nécessaire de calculer la quantité de ferrailage dans la direction des efforts principaux.

Dans l'étape suivante, SCIA déterminera l'ouverture de fissures maximale autorisée conformément à l'art. 7.3.4 de l'EN 1992-1-1 :2004 et la comparera à la limite définie :

Contrainte principale $\sigma_1 = -7.62^\circ$

$$m_{Ed,cara} = 64 \text{ kNm/m} \quad | \quad n_{Ed,cara} = 0 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed,QP} = 46.6 \text{ kNm/m} \quad | \quad n_{Ed,QP} = 0 \text{ kN/m}$$

Recalcul des aire requises dans la direction des contraintes principales

$$A_{s,ult,\sigma} = A_{s,ult,1} \cdot \cos(\Delta\alpha_1)^2 + A_{s,ult,2} \cdot \cos(\Delta\alpha_2)^2$$

$$= 1103 \cdot \cos(-8)^\circ + 267 \cdot \cos(-98)^\circ = 1088 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,ser,\sigma} = A_{s,ult,\sigma} + \Delta A_{s,ser,1} \cdot \cos(\Delta\alpha_1)^2 + \Delta A_{s,ser,2} \cdot \cos(\Delta\alpha_2)^2$$

$$= 1088 + 516 \cdot \cos(-8)^\circ + 0 \cdot \cos(-98)^\circ = 1595 \text{ mm}^2$$

Contrôle d'apparition de fissuration (57.1(2))

$$f_{ct,eff} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct} = 5.604 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 2.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{apparition de fissures}$$

Contrôle de limitation de contrainte des armatures (57.2(5))
 $\sigma_s = 149.3 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,lim} = 150 \text{ MPa}$

Aire tendue efficace (57.3.2(3))
 $h_{c,eff} = 64.1 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,eff} = 1595 \text{ mm}^2 (\rho_{p,eff} = 2.49 \%)$

Calcul de largeur de fissure (57.3.4)

$$s_{r,max} = \min \left(k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_{eq,1.3} \cdot (h - x_r)}{\rho_{p,eff}}, 1.3 \cdot (h - x_r) \right) \quad (7.11)$$

$$= \min \left(3.4 \cdot 30 + \frac{0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 10}{0.0249} \cdot 1.3 \cdot (0.25 - 0.0578) \right) = 170 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sm,Em} = \max \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, \frac{0.6 \cdot \sigma_s}{E_s} \right) \quad (7.9)$$

$$= \max \left(\frac{149.3 - 0.46 \cdot \left(\frac{2.2}{0.0249} \right) \cdot (1 + 6.67 \cdot 0.0249)}{200000}, \frac{0.6 \cdot 149.3}{200000} \right) = 0.509 \text{ ‰}$$

$w_k = s_{r,max} \cdot \varepsilon_{sm,Em} = 170 \text{ mm} \cdot 0.509 \text{ ‰} = 0.0867 \text{ mm}$ (7.8)

Contrôle de largeur de fissure (57.3.1(5))
 $w_k = 0.0867 \text{ mm} \leq w_{max} = 0.1 \text{ mm}$

Si les ouvertures de fissures se trouvent dans la limite, alors $A_{s,ult}$ est suffisant pour remplir les restrictions de l'ELU et aussi de l'ELS. Sinon, alors SCIA démarrera le processus d'itération pour augmenter $A_{s,ult}$ par une quantité supplémentaire de ferrailage pour s'assurer que l'ouverture de fissures soit dans les limites. En regardant le tableau ci-dessous, on peut voir qu'une quantité supplémentaire de 516mm²/m pour la première direction en partie inférieure de l'élément doit être ajoutée au ferrailage $A_{s,ult,1-}$:

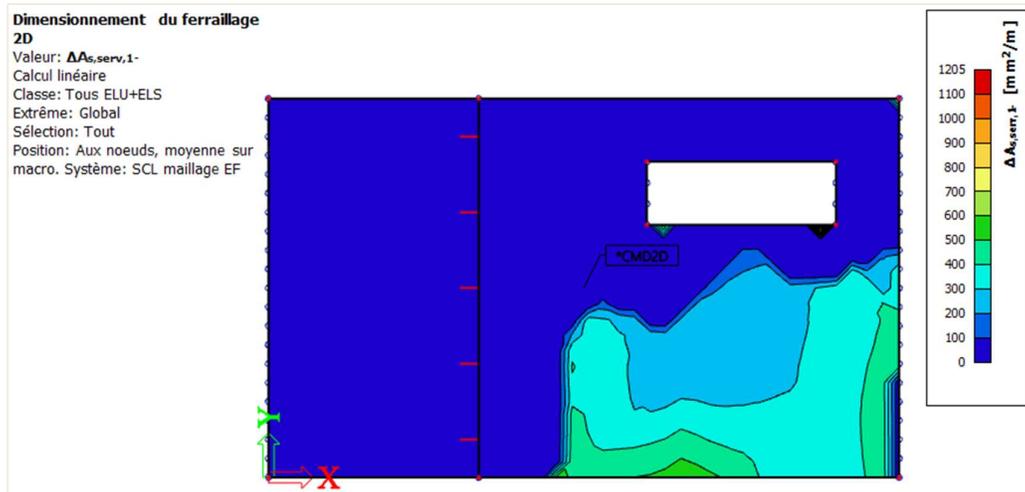
Ferrailage longitudinal - Résumé

Lits d'armature dimensionnés (dans la direction de l'axe x local de l'élément) :

Défini	d_t	$A_{s,min}$	$A_{s,ult}$	$\Delta A_{s,serv}$	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	$A_{s,max}$	$G_{l,prov}$	s_{min}	s_{max}	$UC_{As,prov}$	
$N_{a,prov,bas}$	$N_{a,prov,add}$	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kg/m ³]	[mm]	[mm]	[-]	
[1+] 0°	ø10/150	---	35	-	-	0	524	10000	16.5	58	60	0.00 ✓
[2+] 90°	ø10/150	---	45	267	114	0	524	10000	16.5	58	60	0.51 ✓
[1-] 0°	ø10/150	ø10/100°	35	279	1103	516	1310	10000	41.1	55	60	1.24 ✗
[2-] 90°	ø10/150	---	45	267	89	0	524	10000	16.5	58	60	0.51 ✓

$A_{s,req}$ - aire d'armature requise en tant que $\max(A_{s,ult}, A_{s,max}) + \Delta A_{s,serv}$; $A_{s,prov}$ - aire d'armature fournie; $A_{s,min}/max$ - aire d'armature min/max; $s_{max}/(min)$ - espacement maximum des barres (distance libre minimum entre les barres)

Lorsqu'on regarde la sortie pour $\Delta A_{s,serv,1-}$:



Si cette valeur de $\Delta A_{s, serv, 1-}$ est ajoutée à $A_{s, ult, 1-}$, il en résulte alors $A_{s, req, 1-}$. Pour faire court, on peut résumer comme suit :

- $A_{s, req, i, +/-}$: section de ferrailage théorique pour l'ELU et l'ELS incluant les dispositions constructives pour la direction spécifique (1,2) et la face spécifique (+,-).
- $A_{s, ult, i, +/-}$: ferrailage requis statiquement basé sur l'ELU pour la direction spécifique (1,2) et la face spécifique (+,-).
- $\Delta A_{s, serv, i, +/-}$: augmentation du ferrailage requis statiquement basé sur l'ELS pour la direction spécifique (1,2) et la face spécifique (+,-).

La même procédure peut être appliquée pour la limite de la contrainte en traction dans les armatures. Dans ce cas, SCIA déterminera la quantité de ferrailage à l'ELU et utilisera ce ferrailage pour calculer les contraintes dans les barres. Cette valeur sera ensuite comparée à la limite définie. La limite peut être définie dans la « Configuration béton » ou bien dans les données béton 2D. L'utilisateur a trois possibilités pour définir la limite des contraintes :

- « Auto » : basé sur la définition de l'annexe nationale, art. 7.2(5)
- « Limite d'élasticité » : la limite est déterminée à partir de f_{yk} (limite élastique caractéristique du ferrailage)
- « Saisie utilisateur » : la limite doit être décidée par l'utilisateur.

Cela peut être contrôlé dans la sortie. Dans cet exemple, l'utilisateur avait défini une valeur de 150MPa que l'on peut retrouver :

Contrainte principale $\sigma_1 [-] = -7.62^\circ$
 $m_{Ed, char} = 64 \text{ kNm/m} \quad | \quad n_{Ed, char} = 0 \text{ kN/m}$
 $m_{Ed, qp} = 46.6 \text{ kNm/m} \quad | \quad n_{Ed, qp} = 0 \text{ kN/m}$
 Recalcul des aire requises dans la direction des contraintes principales

$$A_{s, ult, \sigma} = A_{s, ult, 1-} \cdot \cos(\Delta\alpha_1)^2 + A_{s, ult, 2-} \cdot \cos(\Delta\alpha_2)^2$$

$$= 1103 \cdot \cos(-8)^\circ + 267 \cdot \cos(-98)^\circ = 1088 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, serv, \sigma} = A_{s, ult, \sigma} + \Delta A_{s, serv, 1-} \cdot \cos(\Delta\alpha_1)^2 + \Delta A_{s, serv, 2-} \cdot \cos(\Delta\alpha_2)^2$$

$$= 1088 + 516 \cdot \cos(-8)^\circ + 0 \cdot \cos(-98)^\circ = 1595 \text{ mm}^2$$

Contrôle d'apparition de fissuration (57.1(2))
 $f_{ct, eff} = 2.2 \text{ MPa}$
 $\sigma_{ct} = 5.604 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 2.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ apparition de fissures

Contrôle de limitation de contrainte des armatures (57.2(5))
 $\sigma_s = 149.3 \text{ MPa} \leq \sigma_{s, lim} = 150 \text{ MPa}$

Comme précédemment mentionné, lorsque les restrictions ELS ne sont pas satisfaites, une augmentation doit être calculée. Le coefficient $serv_coeff$ sera calculé en fonction des conditions ci-dessous :

- En cas d'ouvertures de fissures uniquement : $serv_coeff = w_{k,coeff} = (w_k / w_{k,max})^{0,5} + 0,01$
- En cas de limitation des contraintes : $serv_coeff = s_{s,coeff} = (s_s / s_{s,lim}) + 0,005$
- En cas de limitation des contraintes et des ouvertures de fissures : $serv_coeff = \max (s_{s,coeff} ; w_{k,coeff})$

Lorsque le ferrailage requis statiquement est calculé sur la base de l'ELU + ELS, la vérification des dispositions constructives doit être faite. La même procédure et avertissements que pour le calcul ELU seront appliqués pour le calcul ELU + ELS, en une seule étape par la suite. La section de ferrailage finale $A_{s,req}$ pour les directions (1,2) et pour les faces (+,-) sera déterminée par la formule suivante, prenant en compte les sections mini et maxi des dispositions constructives :

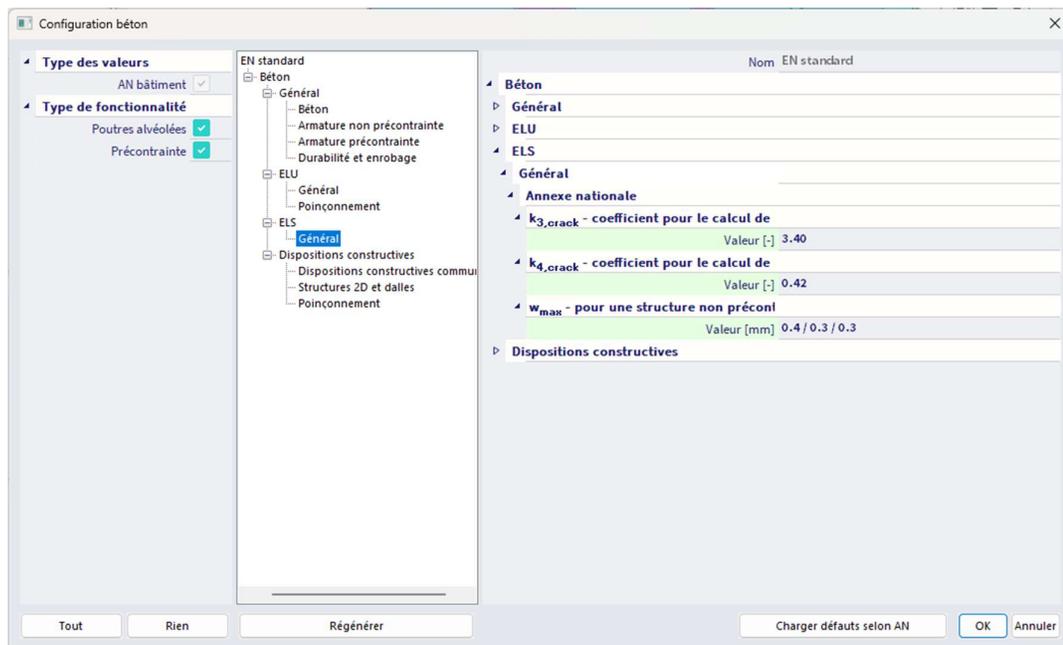
$$A_{s,req,1,2,\pm} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} A_{s,ult,1,2,\pm} \\ A_{s,serv,1,2,\pm} \\ A_{s,min} \end{array} \right. \\ A_{s,max} \end{array} \right.$$

3.4.6. Contrôle de la fissuration

HYPOTHÈSES

⇒ Ouverture de fissures maximale

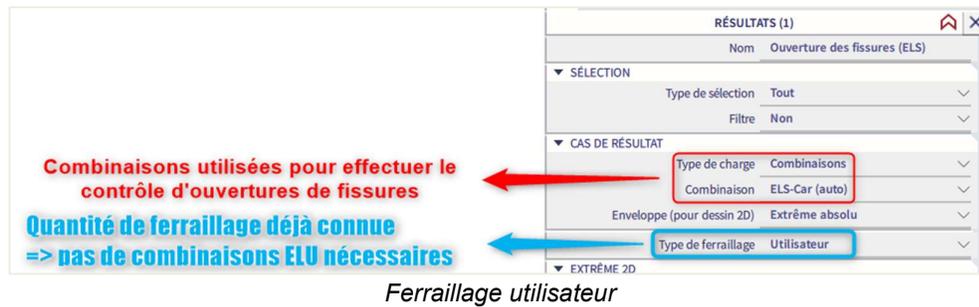
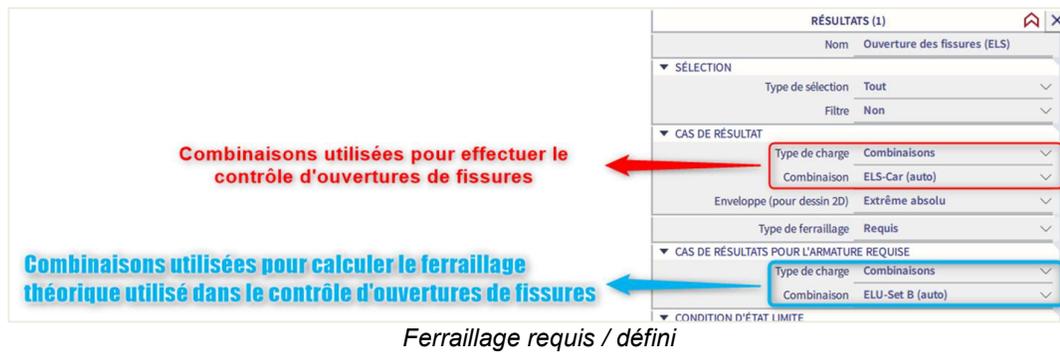
Les valeurs de l'ouverture maximale des fissures (w_{max}) sont déterminées par l'annexe nationale, fonction de la classe d'exposition choisie. C'est pourquoi, cette valeur peut se trouver dans les paramètres de l'annexe nationale, via le menu Fichier / Paramètres du projet, « Annexe nationale » / « EN 1992-1-1 » ... ou en cliquant sur le drapeau en haut à droite de l'interface de SCIA Engineer et « Gérer les annexes » :



⇒ Type de ferrailage utilisé

Le contrôle d'ouverture de fissures peut être effectué pour les trois types de ferrailage (requis, défini et utilisateur / pratique). Le contrôle est effectué sur les combinaisons ELS QP (Quasi-Permanentes).

Si le type de ferrailage utilisé pour le contrôle d'ouverture de fissures est le requis ou le défini, alors une combinaison ELU doit être choisie. Cela est nécessaire puisque le ferrailage requis / défini est basé sur les combinaisons ELU. Après que ce ferrailage ait été calculé, il peut être utilisé pour effectuer le contrôle de l'ouverture des fissures. Tout cela est fait automatiquement et peut être défini dans la fenêtre de propriétés de contrôle des ouvertures de fissures.



⇒ Théorie

Apparition des fissures

Si la condition ci-dessous est satisfaite, aucune fissure n'apparaîtra dans le béton :

$$\sigma_{ct,max\pm} \leq f_{ct,eff}$$

Avec :

$\sigma_{ct,max\pm} = \frac{n_{i\pm}}{A_{i,i\pm}} + \frac{m_{i\pm}}{I_{i,i\pm}} \cdot Z_{t,max,\pm}$: résistance normale du béton sous une section non fissurée à la fibre la plus tendue

$f_{ct,eff}$: valeur moyenne de la résistance à la traction du béton effectif

Calcul de l'ouverture de fissures

$$w = \varepsilon_{sm,cm} \cdot S_{r,max}$$

Avec :

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_{i\pm} = \max \left[\frac{\sigma_{s,i\pm} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff,i\pm}} \cdot (1 + \alpha_{e,i\pm} \cdot \rho_{p,eff,i\pm})}{E_{s,i\pm}}, 0,6 \cdot \frac{\sigma_{s,i\pm}}{E_{s,i\pm}} \right]$$

$$S_{r,max,i\pm} = \begin{cases} \text{si } s_{s,i\pm} \leq 5 \cdot (c_{i\pm} + 0,5d_{s,i\pm}) : & \min \left[k_3 c_{i\pm} + \frac{k_{1,i\pm} k_{2,i\pm} k_4 d_{s,i\pm}}{\rho_{p,eff,i\pm}} ; 1,3 \cdot (h - x_{i\pm}) \right] \\ \text{si } s_{s,i\pm} > 5 \cdot (c_{i\pm} + 0,5d_{s,i\pm}) : & 1,3 \cdot (h - x_{i\pm}) \end{cases}$$

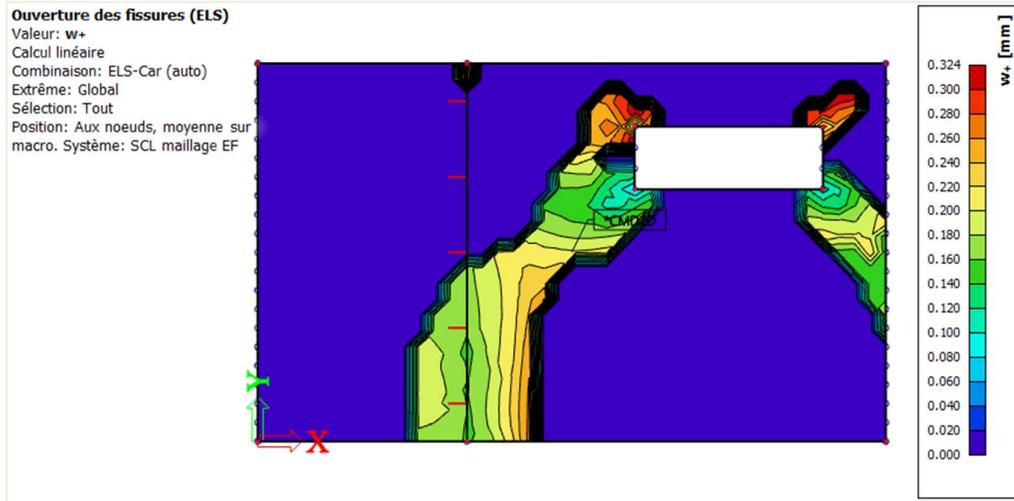
✚ RÉSULTATS POUR LE FERRAILLAGE THÉORIQUE

Dans le poste de travail « Béton », cliquer sur « Ouverture de fissure ELS des éléments 2D béton », l'utilisateur peut demander l'affichage des valeurs d'ouverture de fissures :

Combinaison : ELS

Type de ferrailage : requis

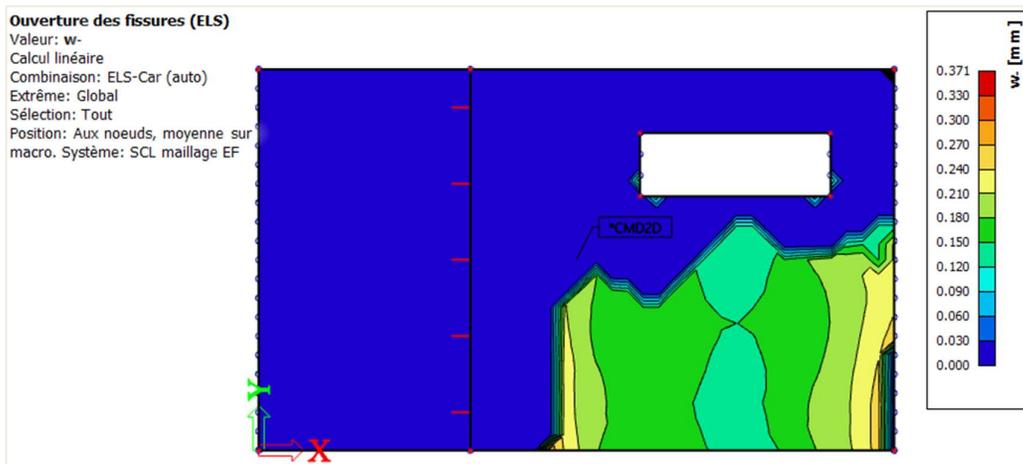
Valeur : w+



Combinaison : ELS

Type de ferrailage : requis

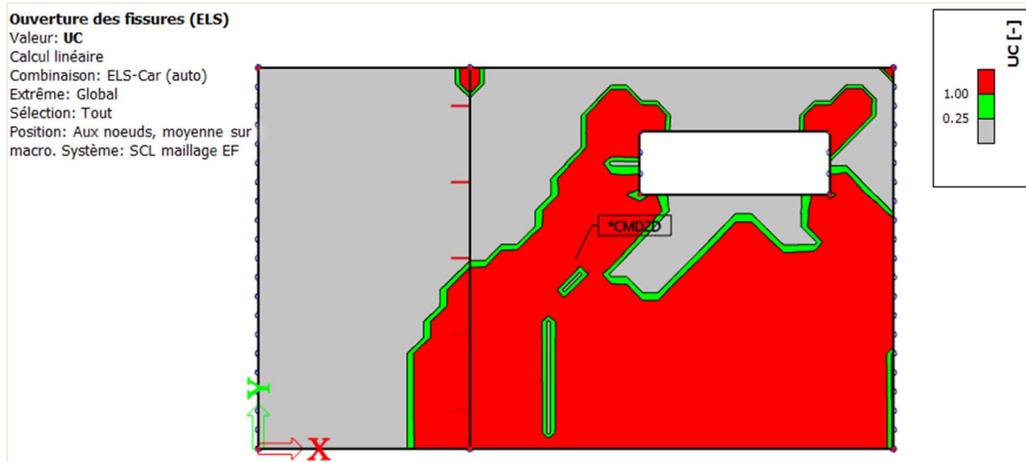
Valeur : w-



Combinaison : ELS

Type de ferrailage : requis

Valeur : UC



Une valeur verte signifie que le contrôle unité est inférieur ou égal à 1 ($w_{\text{calc}} \leq w_{\text{max}}$).

Une valeur grise signifie que le contrôle unité est inférieur ou égal à 0,25.

Une valeur rouge signifie que w_{max} est dépassée.

3.5. Poinçonnement

3.5.1. Rappels théoriques

✚ GÉNÉRAL

Le cisaillement par poinçonnement peut découler d'une charge ponctuelle ou d'une réaction sur une relative petite surface, appelée « aire chargée » A_{load} d'une dalle ou d'une semelle.

Les situations les plus courantes dans lesquelles le cisaillement par poinçonnement doit être pris en compte sont les régions à proximité immédiate d'un poteau d'une dalle plate de plafond, ou bien d'un poteau porté par une dalle de fondation.

Les types de problèmes suivants peuvent être distingués : poteau intérieur, de bord et d'angle.

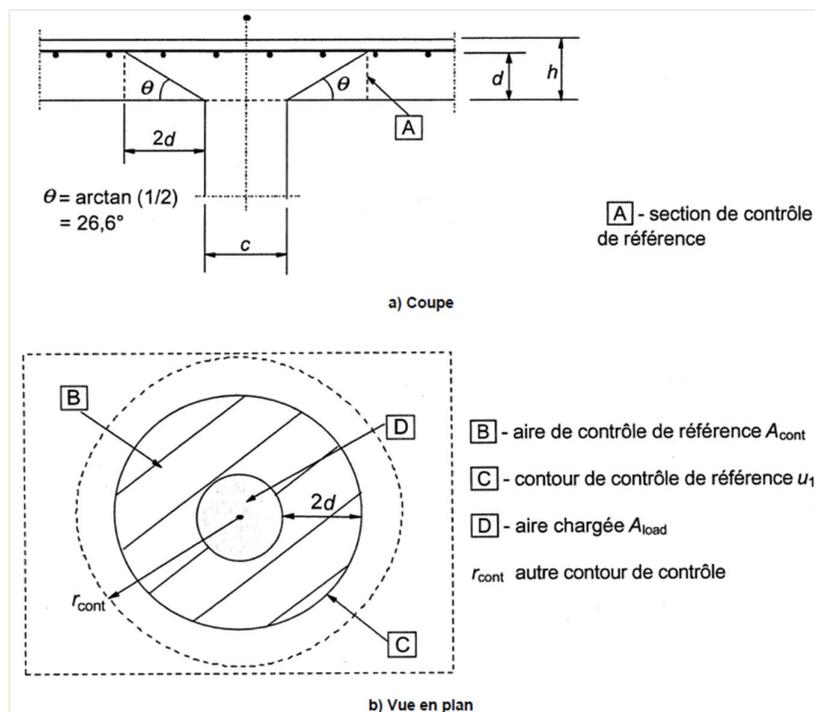
Le calcul du ferrailage de poinçonnement est basé sur la clause 6.4 de l'EN 1992-1-1 :2004 / A1 :2014 + annexes nationales.

La vérification révèle ou bien que la capacité portante du béton armé est largement suffisante, ou alors qu'un ferrailage de poinçonnement doit être calculé et mis en place. Si les limites de la vérification sont atteintes, le résultat du contrôle est noté comme non admissible. Dans ce cas, l'utilisateur doit revoir la modélisation ou sélectionner une alternative de calcul adaptée.

La vérification de la résistance au poinçonnement à l'ELU peut se résumer comme suit :

- Contrôle de la résistance au cisaillement au nu du poteau, noté u_0 , et au contour de contrôle de référence, noté u_1 .
- Si un ferrailage d'effort tranchant est requis, un périmètre plus grand $u_{out,ef}$ doit être trouvé, là où le ferrailage d'effort tranchant n'est plus nécessaire.

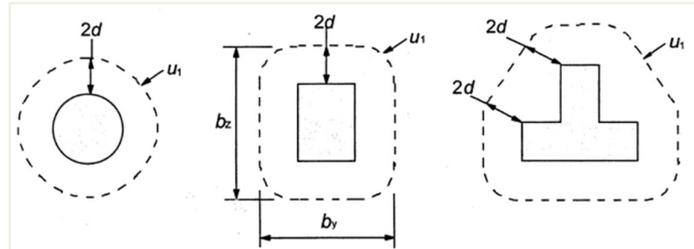
Ces contours de contrôle sont présentés dans les images suivantes :



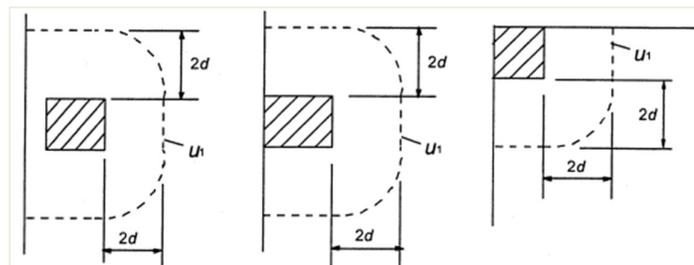
✚ RÉPARTITION DES CHARGES ET CONTOUR DE CONTRÔLE DE RÉFÉRENCE

⇒ Contour de contrôle de référence u_1

Le contour de contrôle de référence u_1 est pris égal à une distance $2d$ de l'aire chargée, où d est la hauteur utile.

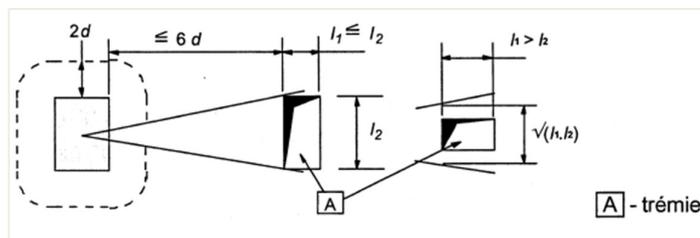


Dans le cas où l'aire chargée se trouve proche d'un bord ou d'un angle :



La clause 6.4.2(3) réfère aux cas d'aires chargées situées au voisinage de trémies.

Si la plus faible distance entre le contour de l'aire chargée et le bord de la trémie est inférieure ou égale à $6d$, la partie du contour de contrôle comprise entre deux tangentes à la trémie issues du centre de l'aire chargée est considérée comme non participante.



Dans SCIA Engineer, les ouvertures sont automatiquement prises en compte conformément aux critères précédents.

⇒ Hauteur utile d_{eff}

La hauteur utile de la dalle d_{eff} , est supposée constante et est calculée selon la formule 6.32 de l'EN 1992-1-1 :

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

Où d_y et d_z sont les hauteurs utiles des ferrillages dans les deux directions orthogonales.

CALCUL DU POINÇONNEMENT DE CISAILLEMENT

Le calcul au poinçonnement est effectué conformément à l'EN 1992-1-1 art.6.4.3.

Tout d'abord, on définit les valeurs de calcul des résistances au poinçonnement le long des sections de contrôle :

- $V_{Rd,c}$ est la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle sans armatures de poinçonnement le long de la section de contrôle considérée
- $V_{Rd,cs}$ est la valeur de calcul de la résistance au poinçonnement d'une dalle avec armatures de poinçonnement le long de la section de contrôle considérée
- $V_{Rd,max}$ est la valeur maximale de calcul de la résistance au poinçonnement le long de la section de contrôle considérée.

On peut ensuite procéder aux vérifications suivantes.

⇒ Contrôle au nu du poteau u_0

Le long du contour du poteau ou du contour de l'aire chargée, il convient de ne pas dépasser la valeur maximale de la résistance au poinçonnement :

$$V_{Ed0} \leq V_{Rd,max}$$

Avec :

$$\begin{aligned} V_{Ed0} & \text{ contrainte de cisaillement de calcul au nu du poteau } u_0 \\ V_{Rd,max} & = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \\ v & = 1 - f_{ck}/250 \end{aligned}$$

⇒ Contrôle au contour de référence u_1

Au niveau du contour de contrôle de référence u_1 :

$$\begin{aligned} \text{Si } v_{Ed} \leq v_{Rd,c} & \text{ le ferrailage de poinçonnement n'est pas nécessaire} \\ \text{Si } v_{Ed} > v_{Rd,c} & \text{ le ferrailage de poinçonnement est nécessaire} \end{aligned}$$

La résistance au poinçonnement d'une dalle $v_{Rd,c}$ est évaluée conformément à la formule 6.47 de l'EN 1992-1-1 :

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Avec :

ρ_1 ratio de ferrailage moyen à une distance spécifique autour du poteau
 f_{ck} résistance caractéristique à la compression du béton en MPa

v_{min}

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$C_{Rd,c}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

k

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

d en mm

La contrainte de cisaillement maximale v_{Ed} est calculée pour le contour de contrôle considéré conformément à la clause 6.4.3(1) comme suit :

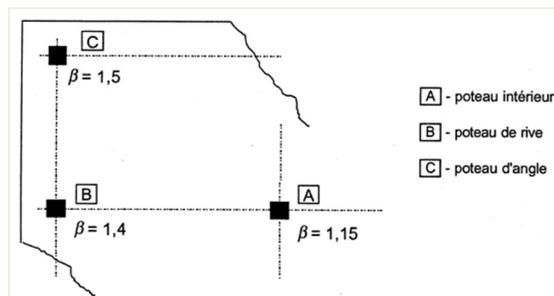
$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{\gamma_c}$$

Le coefficient β permet de considérer le transfert non-uniforme du chargement (à cause de moment de flexion non équilibré). Si le transfert de charge n'est pas uniforme, les pics locaux de charges devraient être compensés avec l'aide de ce coefficient β .

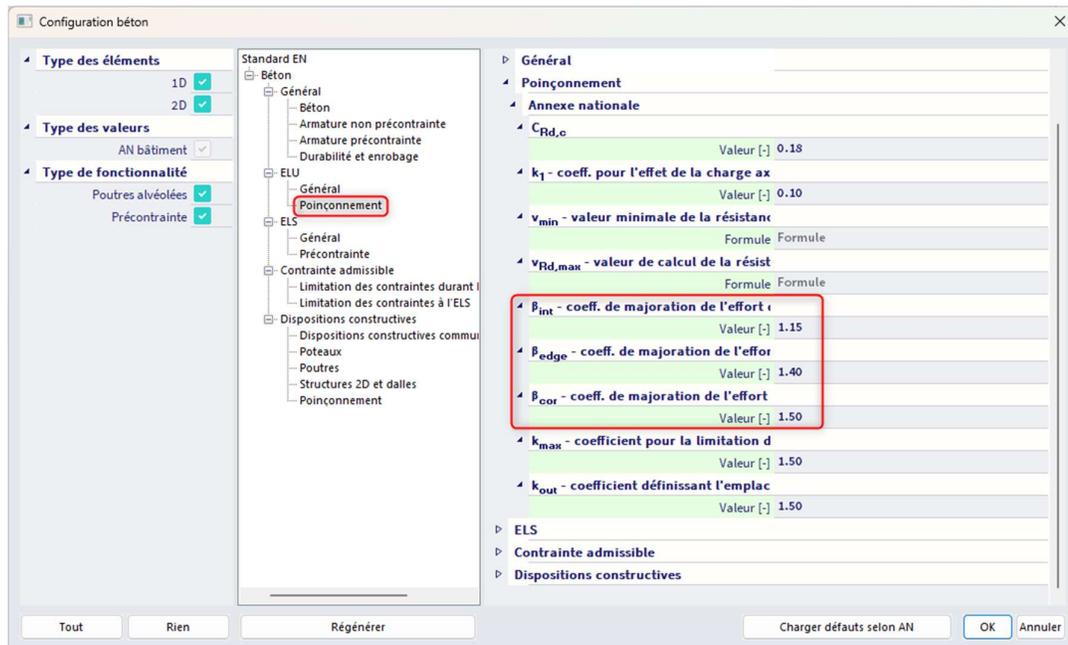
Pour les structures pour lesquelles la stabilité latérale ne dépend pas du fonctionnement en portique des dalles et des poteaux et où les longueurs de travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25 %, on peut utiliser des valeurs approchées de β conformément à la clause 6.4.3(6).

Dans SCIA Engineer, l'utilisateur doit décider si ces valeurs approximatives peuvent être utilisées, car le programme ne peut pas vérifier les prérequis décrits ci-dessus.

Par défaut, les valeurs recommandées approximativement sont :



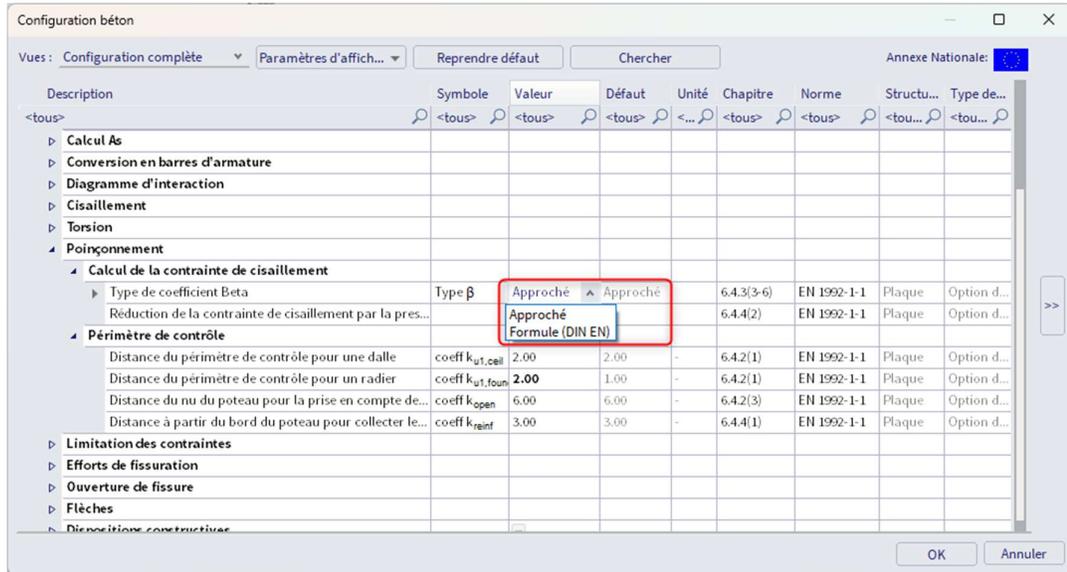
Ces valeurs peuvent être différentes selon les annexes nationales et peuvent être visualisées dans le logiciel dans la configuration des annexes nationales :



Sinon, comme décrit dans l'art. 6.4.3, le coefficient β peut être calculé par la formule générale ci-dessous :

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}\right)^2 + \left(k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1z}}\right)^2}$$

Le calcul du coefficient β avec la formule générale peut être défini dans la « Configuration béton », et « Poinçonnement » :



⇒ **Calcul du ferrillage de poinçonnement si nécessaire**

Dans le cas où $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, un ferrillage de poinçonnement doit être calculé.

Si un ferrillage de poinçonnement est nécessaire, Il convient de déterminer le contour de contrôle u_{out} pour lequel aucune armature de poinçonnement n'est requise conformément à la clause 6.4.5(4):

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{V_{Rd,c} \cdot d}$$

Calcul du ferrillage de poinçonnement

Dans SCIA Engineer, le ferrillage d'effort tranchant est calculé en utilisant les hypothèses suivantes :

- la répartition des armatures d'effort tranchant est considérée comme radiale uniquement
- seuls les armatures d'effort tranchant verticales sont prises en charge
- la forme des contours de ferrillage autour du poteau est le même que pour la forme du contour de contrôle de référence.

La section nécessaire $A_{sw,req}$ d'un contour de ferrillage d'effort tranchant autour du poteau, ayant une répartition supposée radiale des armatures d'effort tranchant, est calculée comme suit :

$$A_{sw,req} = \frac{(V_{Ed,u1} - 0,75 \cdot V_{Rd,c}) \cdot u_1 \cdot s_r}{1,5 \cdot f_{ywd,ef}}$$

Avec :

$f_{ywd,ef}$ résistance de calcul effective du ferrailage de poinçonnement selon la formule :

$$f_{ywd,ef} = 200 + 0,25 \cdot d_{eff} \leq f_{ywd}$$

Dispositions constructives du ferrailage de poinçonnement

La section nécessaire pourrait être ajustée pour remplir les conditions de dispositions constructives conformément à la clause 9.4.3(1), pour que le nombre d'armatures d'effort tranchant n_s pour chaque contour de ferrailage soit égal à :

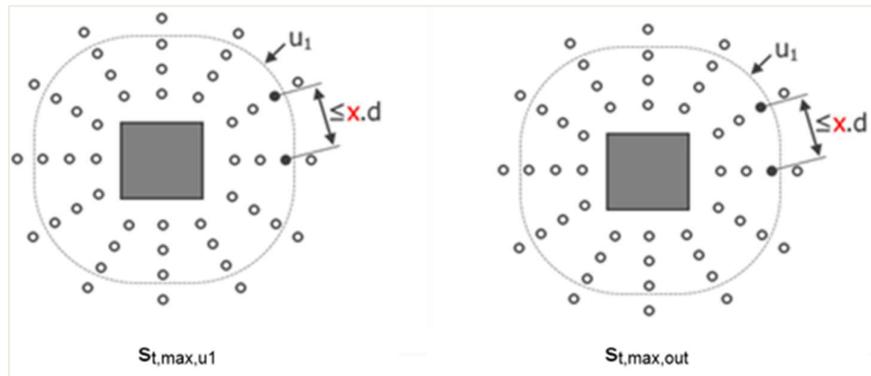
$$n_s = \max \left\{ \frac{4 \cdot A_{sw,req}}{\pi \cdot d_s^2}; \frac{u_{1,last}}{s_{t,max,u1}}; \frac{u_{s,last}}{s_{t,max,out}} \right\}$$

Avec :

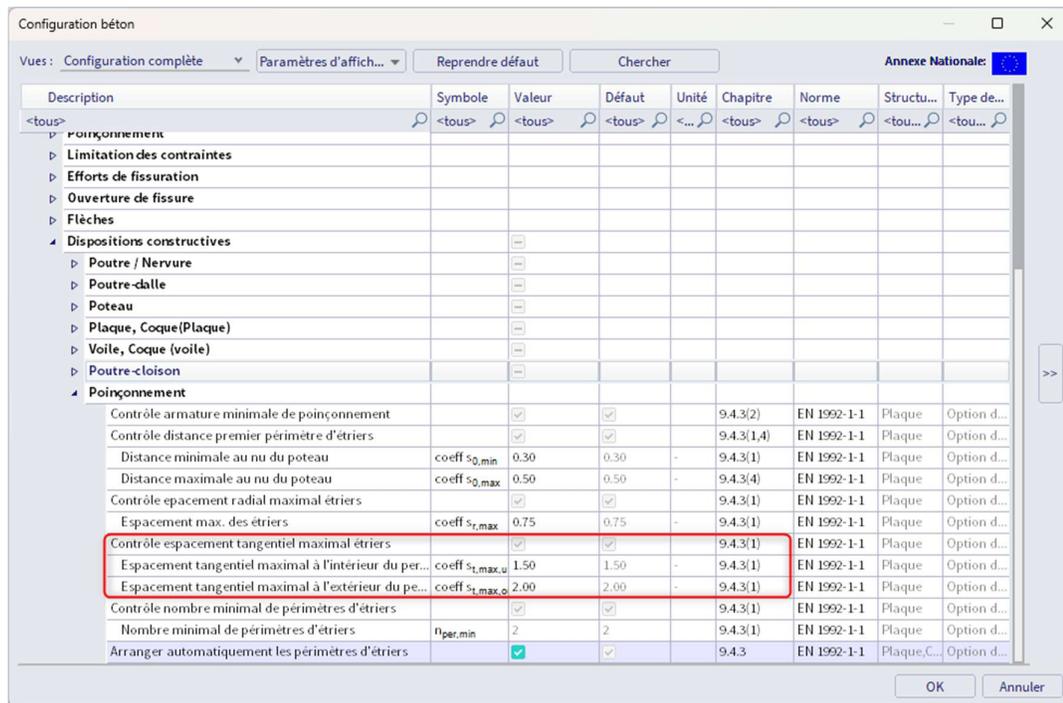
d_s diamètre des armatures d'effort tranchant

$\frac{u_{1,last}}{s_{t,max,u1}}$ condition de l'espacement tangentiel maximal des contours d'armatures d'effort tranchant, contours placés dans le contour de contrôle de référence ($u_{1,last}$ est la longueur du dernier contour de ferrailage de cisaillement).

$\frac{u_{s,last}}{s_{t,max,out}}$ condition de l'espacement tangentiel maximal des contours d'armatures d'effort tranchant, contours placés à l'extérieur du contour de contrôle de référence ($u_{s,last}$ est la longueur du dernier contour de ferrailage de cisaillement).



Dans SCIA Engineer, la limitation des espacements $s_{t,max,u1}$ et $s_{t,max,out}$ se trouvent dans la « Configuration béton », dans les « Dispositions constructives » et dans « Poinçonnement » :



La dernière condition, qui doit être remplie conformément à la clause 9.4.3(2) est la section de ferrailage minimale de chaque armature d'effort tranchant $A_{sw1,min}$, conformément à la formule (9.11) :

$$A_{sw1,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{ywk}}} \cdot S_r \cdot S_t}{1,5}$$

Avec :

- S_r espacement des armatures d'effort tranchant dans la direction radiale
- S_t espacement des armatures d'effort tranchant dans la direction tangentielle

La section finale de chaque contour de ferrailage d'effort tranchant autour du poteau est :

$$A_{sw} = \frac{n_s \cdot \pi \cdot d_s^2}{4} \geq n_s \cdot A_{sw1,min}$$

Le nombre requis de contours de ferrailage d'effort tranchant autour des poteaux, n_{per} , est déterminé à partir de la clause 6.4.5(4), qui spécifie que le contour de ferrailage d'effort tranchant le plus éloigné, $a_{s,last} = s_0 + s_r \cdot n_{per}$, doit être placé à une distance maximale de $k_{out} \cdot d_{eff}$ à l'intérieur de u_{out} . La formule suivante pour n_{per} est dérivée :

$$n_{per} = \left\lceil \frac{a_{out} - s_0 - k_{out} \cdot d_{eff}}{s_r} + 1 \right\rceil \geq n_{per,min}$$

Avec :

- k_{out} coefficient qui détermine la distance maximale du dernier contour à partir de u_{out} . La valeur par défaut est 1,5. Ceci est un paramètre de l'annexe nationale.

$N_{per,min}$ nombre minimum de contours de ferrailage autour du poteau nécessaire selon la clause 9.4.3(1). La valeur par défaut est 2 dans la « Configuration béton », dans les « Dispositions constructives » et dans le « Poinçonnement ».

A_{out} distance du contour extérieur u_{out} .

La quantité totale de ferrailage d'effort tranchant $A_{sw,tot}$ autour du poteau est calculée comme suit :

$$A_{sw,tot} = n_{per} * A_{sw}$$

3.5.2. Vérification au poinçonnement

CONFIGURATION

La vérification au poinçonnement dans SCIA Engineer n'est disponible que lorsqu'un poteau ou un appui ponctuel à un nœud ont été connectés à une plaque. Aucun contrôle au poinçonnement ne sera effectué pour une charge ponctuelle ou une petite charge surfacique appliquées à une plaque.

SCIA Engineer ne prend en charge que les poteaux rectangulaires et circulaires pour le poinçonnement.

La position du poteau par rapport aux bords de plaque et aux ouvertures est bien reconnue. Aussi, pour la vérification au poinçonnement, tous les bords et angles de la plaque sont pris droits ... si ce n'est pas le cas dans le modèle, le logiciel fait une approximation.

SCIA Engineer ne prend pas en charge tous les cas de poinçonnement d'un assemblage poteau-plaque. La liste de toutes les limitations actuelles se trouve sur l'aide en ligne. Chaque configuration non supportée est mentionnée dans la liste des erreurs / avertissements / notes de la note de poinçonnement.

Par exemple :

Dimensionnement au poinçonnement

Valeur: UC
Calcul linéaire
Combinaison: ELU
Extrême: Global
Sélection: Tout

Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{vRd,max} [-]	UC _{vRd,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{vRd,cs} [-]	UC _{Asw,dot} [-]	UC [-] Contrôle	E/A/N
N55	ELU/1	N/A	N/A	3.00	3.00	N/A	-	-	3.00 PAS OK	W6/125, W6/131

Béton

Nom	Cas	Cas de poinçonnement β [-]	Forme de poinçonnement	V _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	Plaque h [mm]	Matériau f _{cd} [MPa]	d _{eff} [mm]	u ₀ [m]	V _{Ed,u0} [MPa]	V _{Rd,max} [MPa]	UC _{vRd,max} [-]
				ΔV _{Ed} [kN]	M _{Ed,z} [kNm]			ρ _i [%]	u ₁ [m]	V _{Ed,u1} [MPa]	V _{Rd,c} [MPa]	UC _{vRd,c} [-]
N55	ELU/1	N/A	N/A	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	3.00
				-	-	-	-	-	-	-	-	3.00

E/A/N	Afficher sur les éléments
W6/125	N55
W6/131	N55

E/A/N	Description	Solution
W6/125	Impossible de calculer le nœud pour le poinçonnement. Le ferrailage longitudinal de la surface chargée est complètement absent dans le périmètre de contrôle.	Vérifiez la répartition du type de ferrailage longitudinal sélectionné pour vous assurer qu'il est correctement conçu/appliqué dans le périmètre de contrôle.
W6/131	Nœud non calculable au poinçonnement. La section du poteau connecté n'est pas prise en charge.	Changer le type de section du poteau en un type de forme pris en charge (rectangulaire ou circulaire)

✚ CHOIX DU FERRAILLAGE

Pour le calcul au poinçonnement, le logiciel va vérifier si le ferrailage longitudinal A_s dans la plaque est suffisant pour résister à l'effort tranchant autour d'une liaison poteau-plaque ou appui ponctuel-plaque.

Dans SCIA Engineer, l'utilisateur peut choisir entre trois types de ferrailage pour le contrôle / calcul du poinçonnement :

- $A_{s, requis}$ – calculé par le logiciel pour une combinaison donnée
- $A_{s, défini}$ – gabarit défini par l'utilisateur dans la « Configuration béton »
- $A_{s, utilisateur}$ – ferrailage pratique saisi par l'utilisateur manuellement

Le choix entre les trois est fait dans la fenêtre de propriétés du poinçonnement. Cette fenêtre est accessible par le poste de travail « Béton » ou bien par le menu principal « Dimensionnement » / « Béton 2D » / « Contrôle ELU de poinçonnement » :



✚ CONTRÔLE AU POINÇONNEMENT

Exemple : « 3.5 – Poinçonnement.esa »

Géométrie :

Classe de béton : C30/37
 Classe de ferrailage : B500B
 Épaisseur de dalle : 200mm
 Section de poteau : 10 x R 300x300mm² (rectangulaire) et 6 x C400mm² (circulaire)

La dalle et les poteaux sont connectés les uns aux autres via l'action « Connecter les barres / nœuds », qui ait faite automatiquement lors du calcul, ou que l'on retrouve par le menu « Éditer » / « Modifier ».

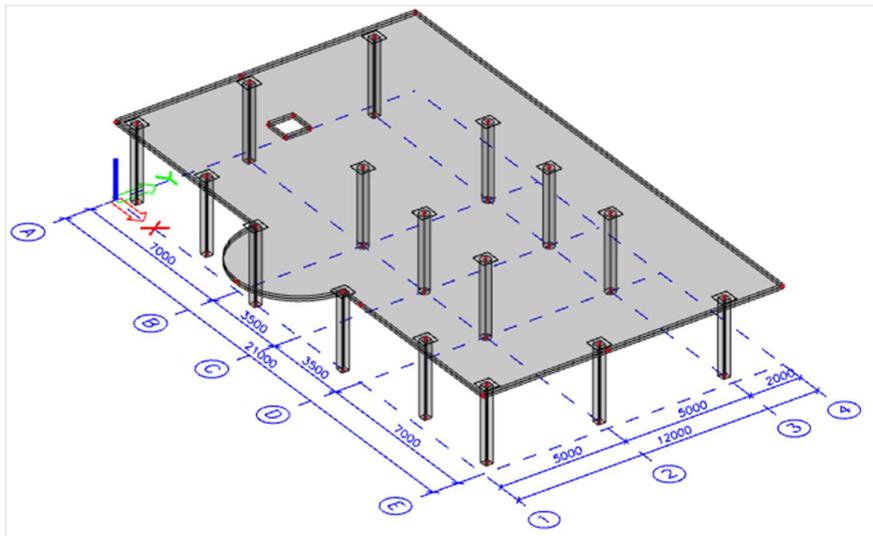
Chargement :

Cas de charge :

- PP : poids propre
- G : charges permanentes :
 - charge surfacique de 1kN/m²
 - charges linéaires sur bords de 1kN/m
- Q1 : charges variables
 - charge surfacique de 1kN/m²
- Q2 : charges variables
 - charge surfacique de -25kN/m², qui sera prise en compte dans un prochain paragraphe

Combinaisons :

ELU (type EN – ELU (STR/GEO Set B)) = PP, G, Q1
 ELS (type EN – ELS Quasi-permanentes) = PP, G, Q1



Méthode de travail :

Sélectionner la commande « Contrôle ELU de poinçonnement » ou bien par le poste de travail « Béton » ou bien par le menu principal « Dimensionnement » et « Béton 2D ».

La commande est disponible, lorsque la norme EC-EN est sélectionnée dans les « Paramètres du projet », et qu'une analyse linéaire ou non-linéaire a été effectuée pour une modélisation contenant des éléments 2D en un matériau béton. Une fois que la commande est sélectionnée, les paramètres appropriés sont sélectionnés et peuvent être ajustés dans la fenêtre de propriétés avec les options suivantes :



Définir le type de sélection sur « Tout », le type de charge sur « Combinaisons ELU » et le type de ferrailage sur « Requis ».

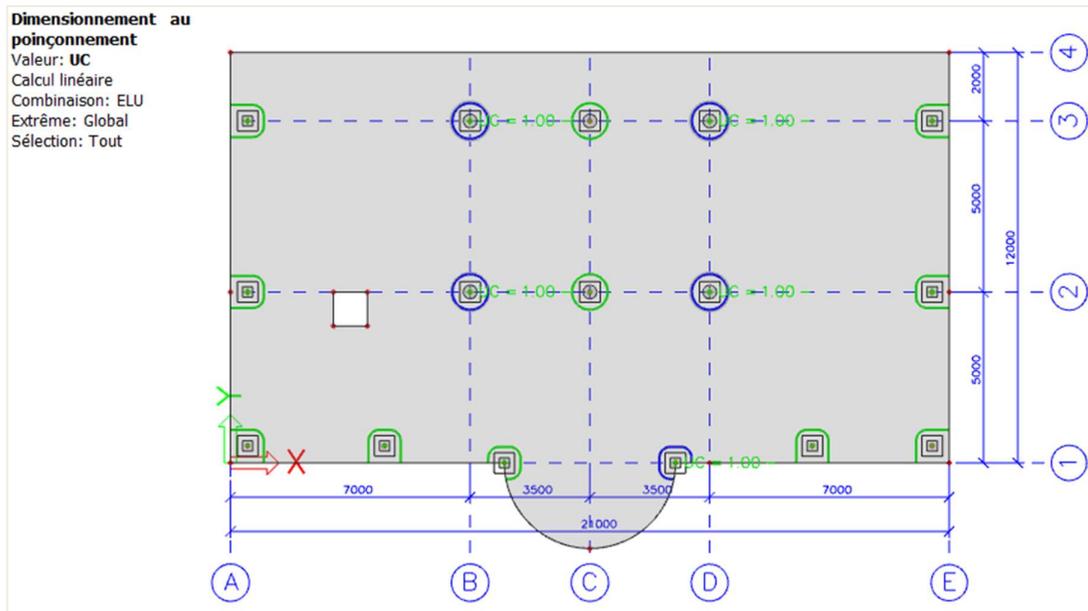
Le contrôle unité s'affiche pour chaque nœud avec le contour de contrôle en couleur. Trois couleurs sont possibles :

- Vert : la résistance au cisaillement sans ferrailage est suffisante :

$$UC_{vRd,c} \leq 1,0 \quad \text{et} \quad UC_{vRd,max} \leq 1,0$$
- Bleu : la résistance au cisaillement avec ferrailage est suffisante :

$$UC_{vRd,c} > 1,0 \quad \text{mais} \quad UC_{vRd,max} \leq 1,0$$
- Rouge : la plaque n'est pas calculable même avec application d'un ferrailage, ou la résistance au cisaillement maximale du béton adjacent au poteau n'est pas suffisante :

$$UC_{vRd,cs} > 1,0 \quad \text{ou} \quad UC_{vRd,max} > 1,0$$



La présentation des résultats sous forme numérique est possible via l'aperçu de la note ou via le tableau de résultats. Pour le poinçonnement, deux types de sorties sont disponibles :

- La sortie brève : ne contient qu'un tableau résumé avec les résultats de base :

Dimensionnement au poinçonnement
 Valeur: UC
 Calcul linéaire
 Combinaison: ELU
 Extrême: Noeud
 Sélection: Tout

Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{vert,max} [-]	UC _{vert,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{vert,cz} [-]	UC _{horiz,det} [-]	UC [-]	Contrôle
N15	ELU/1	Poteau d'angle	Rectangle (300;300)	0.82	0.96	non requis	-	-	0.96	OK
N20	ELU/1	Poteau d'angle	Rectangle (300;300)	0.86	1.01	3x 9Ø8(radial) 80+2x80=240	0.68	1.00	1.00	OK, MAIS
N53	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.37	1.09	3x 12Ø8(radial) 80+2x80=240	0.73	1.00	1.00	OK, MAIS
N55	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.12	0.37	non requis	-	-	0.37	OK
N57	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.37	1.09	3x 12Ø8(radial) 80+2x80=240	0.73	1.00	1.00	OK, MAIS
N59	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.36	1.07	3x 12Ø8(radial) 80+2x80=240	0.71	1.00	1.00	OK, MAIS
N61	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.17	0.51	non requis	-	-	0.51	OK
N63	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.37	1.09	3x 12Ø8(radial) 80+2x80=240	0.73	1.00	1.00	OK, MAIS
N88	ELU/1	Poteau de bord	Rectangle (300;300)	0.43	0.98	non requis	-	-	0.98	OK
N90	ELU/1	Poteau de bord	Rectangle (300;300)	0.43	0.97	non requis	-	-	0.97	OK
N95	ELU/1	Poteau d'angle	Rectangle (300;300)	0.21	0.44	non requis	-	-	0.44	OK, MAIS
N97	ELU/1	Poteau de bord	Rectangle (300;300)	0.42	0.97	non requis	-	-	0.97	OK
N99	ELU/1	Poteau de bord	Rectangle (300;300)	0.42	0.97	non requis	-	-	0.97	OK
N101	ELU/1	Poteau d'angle	Rectangle (300;300)	0.25	0.51	non requis	-	-	0.51	OK, MAIS
N103	ELU/1	Poteau de bord	Rectangle (300;300)	0.32	0.73	non requis	-	-	0.73	OK, MAIS
N104	ELU/1	Poteau de bord	Rectangle (300;300)	0.31	0.72	non requis	-	-	0.72	OK, MAIS

Nom	Clé des combinaisons
ELU/1	1.35*SW + 1.35*DL + 1.50*LL

- La sortie standard : contient le même tableau résumé accompagné d'autres tableaux supplémentaires avec davantage de résultats.

⇒ Résistance au cisaillement sans ferrailage suffisante

Sélectionner le nœud N61 et changer le type de sélection en « actuelle ». La sortie brève montre :

Dimensionnement au poinçonnement

Valeur: UC
Calcul linéaire
Combinaison: ELU
Extrême: Noeud
Sélection: N61
Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{Vrd,max} [-]	UC _{Vrd,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{Vrd,cs} [-]	UC _{Asw,det} [-]	UC [-] Contrôle
N61	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.17	0.51	non requis	-	-	0.51 OK

Nom	Clé des combinaisons
ELU/1	1.35*SW + 1.35*DL + 1.50*LL

On peut voir que le contrôle unité est inférieur à 1. Afficher maintenant la sortie standard pour ce même nœud :

Dimensionnement au poinçonnement

Valeur: UC
Calcul linéaire
Combinaison: ELU
Extrême: Noeud
Sélection: N61
Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{Vrd,max} [-]	UC _{Vrd,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{Vrd,cs} [-]	UC _{Asw,det} [-]	UC [-] Contrôle
N61	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.17	0.51	non requis	-	-	0.51 OK

Béton

Nom	Cas	Cas de poinçonnement β [-]	Forme de poinçonnement	V _{Ed} [kN] ΔV _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm] M _{Ed,z} [kNm]	Plaque h [mm]	Matériau f _{cd} [MPa]	d _{eff} [mm] ρ _i [%]	u ₀ [m] u ₁ [m]	V _{Ed,u0} [MPa] V _{Ed,u1} [MPa]	V _{Rd,max} [MPa] V _{Rd,c} [MPa]	UC _{Vrd,max} [-] UC _{Vrd,c} [-]
N61	ELU/1	Poteau intérieur 1.15	Cercle (400)	127.40 0.00	0.07 13.07	Plafond 200.00	C30/37 20.00	160.00 0.17	1.257 3.267	0.73 0.28	4.22 0.55	0.17 0.51

On peut voir que $V_{Ed,u1} = 0,28\text{MPa} < V_{Rd,c} = 0,55\text{MPa}$, donc la résistance au cisaillement sans ferrailage est suffisante. Le contour de contrôle est affiché en vert.

⇒ Résistance au cisaillement avec ferrailage suffisante

Sélectionner maintenant le nœud N59 et afficher la note standard :

Dimensionnement au poinçonnement

Valeur: UC
Calcul linéaire
Combinaison: ELU
Extrême: Noeud
Sélection: N59
Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{Vrd,max} [-]	UC _{Vrd,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{Vrd,cs} [-]	UC _{Asw,det} [-]	UC [-] Contrôle
N59	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.36	1.07	3x 12Ø8(radial) 80+2x80=240	0.71	1.00	1.00 OK, MAIS

Béton

Nom	Cas	Cas de poinçonnement β [-]	Forme de poinçonnement	V _{Ed} [kN] ΔV _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm] M _{Ed,z} [kNm]	Plaque h [mm]	Matériau f _{cd} [MPa]	d _{eff} [mm] ρ _i [%]	u ₀ [m] u ₁ [m]	V _{Ed,u0} [MPa] V _{Ed,u1} [MPa]	V _{Rd,max} [MPa] V _{Rd,c} [MPa]	UC _{Vrd,max} [-] UC _{Vrd,c} [-]
N59	ELU/1	Poteau intérieur 1.15	Cercle (400)	266.29 0.00	25.16 5.67	Plafond 200.00	C30/37 20.00	160.00 0.35	1.257 3.267	1.52 0.59	4.22 0.55	0.36 1.07

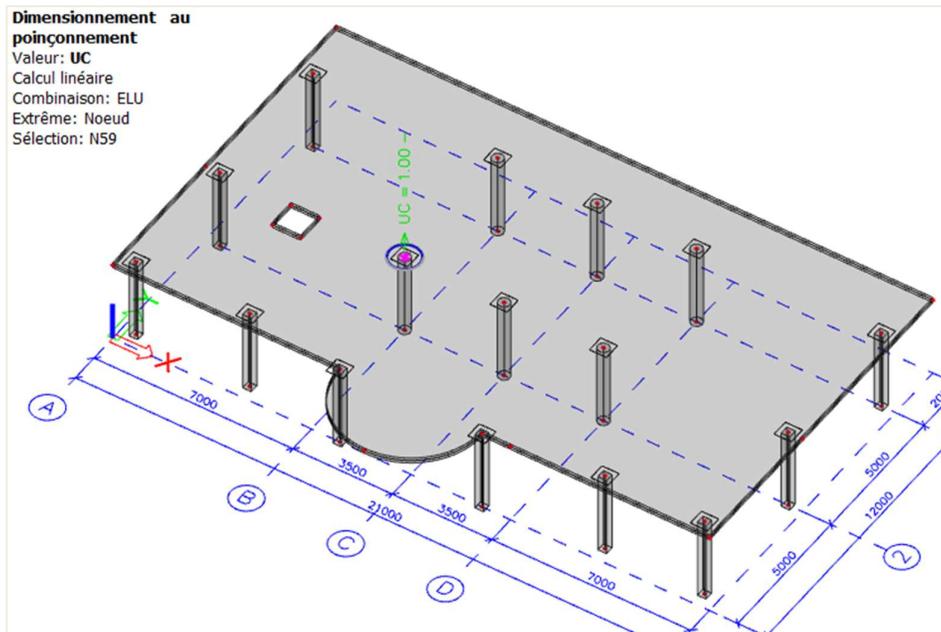
Armature

Nom	Cas	Périmètres d'étriers	u _{0,ext} [m] R _{ext} [mm]	s _{0,ext} [mm] s _{1,ext} [mm]	Périmètres de contrôle (distance/capacité)	Matériau f _{yk,ext} [MPa]	A _{s,0,ext} [mm ²] A _{s,1,ext} [mm ²]	A _{s,w} [mm ²] A _{s,w,tot} [mm ²]	V _{Rd,cs} [MPa] k _{max-V_{Rd,c}} [MPa]	UC _{Vrd,cs} [-] UC _{Asw,det} [-]
N59	ELU/1	3x 12Ø8(radial) 80+2x80=240	3.488 354	230 230	320/71%	B 500B 290.0	105 11	603 1810	1.42 0.82	0.71 1.00

On peut voir ici que $V_{Ed,u1} = 0,59\text{MPa} > V_{Rd,c} = 0,55\text{MPa}$, et que $UC_{Vrd,c} = 1,07 > 1$.

Le ferrailage d'effort tranchant doit alors être calculé. La valeur finale est $A_{sw,tot} = 1810\text{mm}^2$ qui tient compte des dispositions constructives.
Le contour de contrôle est affiché en bleu.

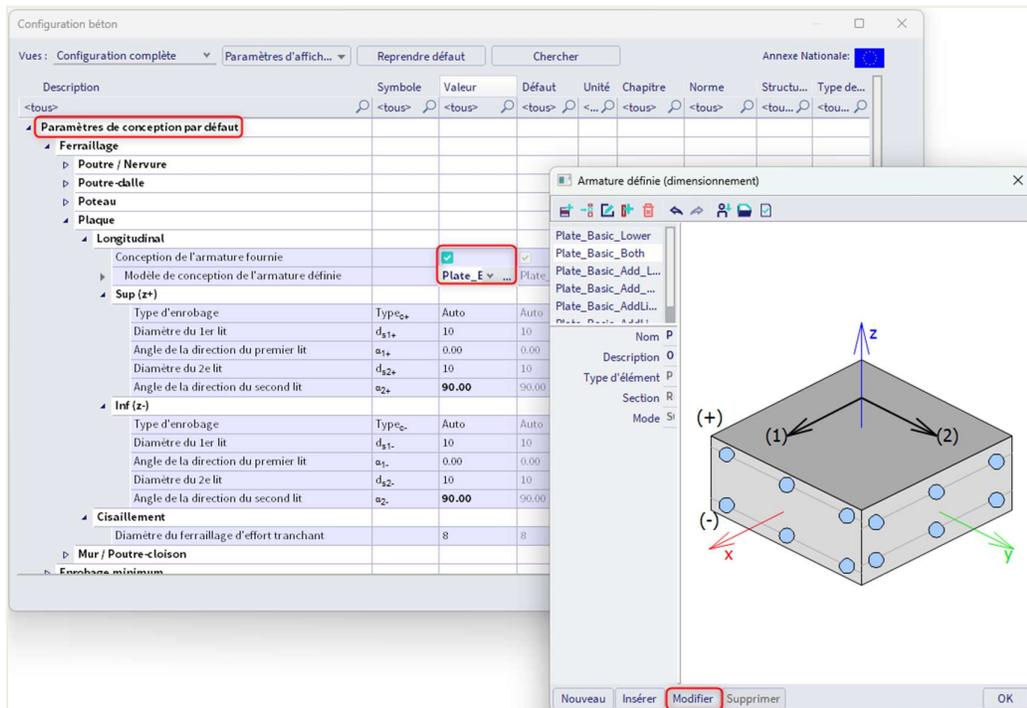
On peut également visualiser $A_{sw,tot}$ graphiquement :



⇒ **Utilisation du ferrailage défini**

Ajoutons du ferrailage défini à la plaque.

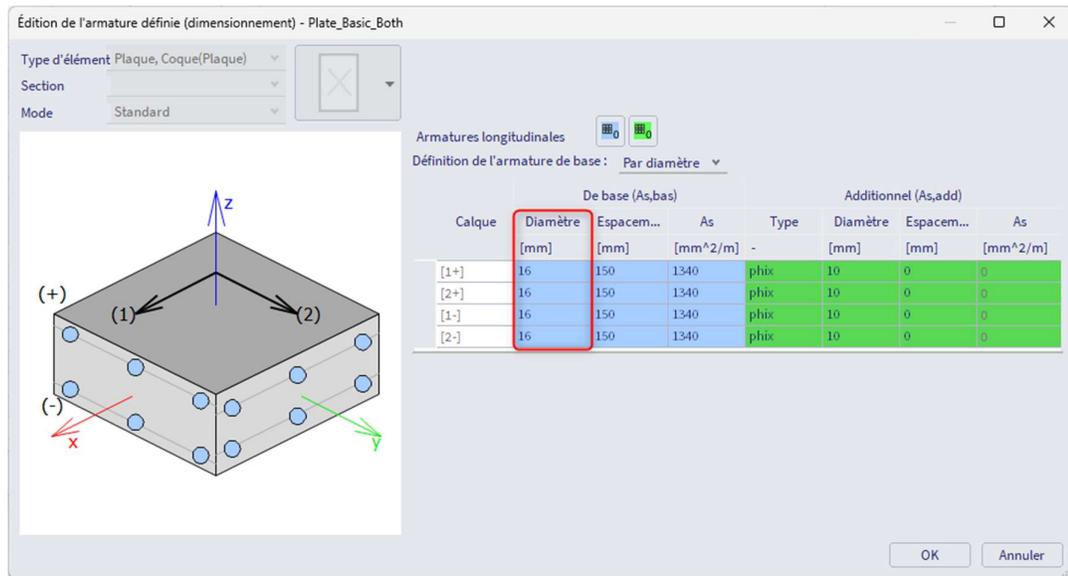
Dans la « Configuration béton », dans les « Paramètres de conception par défaut » :



Ici, on peut choisir entre les différents gabarits / modèles.

On peut donner un ferrailage de base sans ferrailage additionnel ou permettre à SCIA Engineer de calculer un ferrailage additionnel si besoin.

Pour cet exemple, définir un ferrailage de base sans ferrailage additionnel : $\phi 16$ avec un espacement tous les 150mm :



Afficher de nouveau la sortie standard pour le nœud N59. Avec le ferrailage requis, il fallait un ferrailage de poinçonnement, mais avec le ferrailage défini (comme ci-dessus), aucun ferrailage n'est nécessaire :

Dimensionnement au poinçonnement

Valeur: UC
Calcul linéaire
Combinaison: ELU
Extrême: Noeud
Sélection: N59

Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{vRd,max} [-]	UC _{vRd,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{vRd,cs} [-]	UC _{Asw,dot} [-]	UC [-] Contrôle
N59	ELU/1	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.36	0.83	non requis	-	-	0.83 OK

Béton

Nom	Cas	Cas de poinçonnement β [-]	Forme de poinçonnement	V _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	Plaque h [mm]	Matériau f _{cd} [MPa]	d _{eff} [mm]	u ₀ [m]	V _{Ed,u0} [MPa]	V _{Rd,max} [MPa]	UC _{vRd,max} [-]
				ΔV_{Ed} [kN]	M _{Ed,z} [kNm]	h [mm]	Matériau f _{ctd} [MPa]	ρ_l [%]	u ₁ [m]	V _{Ed,u1} [MPa]	V _{Rd,c} [MPa]	UC _{vRd,c} [-]
N59	ELU/1	Poteau intérieur 1.15	Cercle (400)	266.29	25.16	Plafond 200.00	C30/37 20.00	160.00	1.257	1.52	4.22	0.36
				0.00	5.67			0.84	3.267	0.59	0.71	0.83

On peut voir que $V_{Ed,u1} = 0,59\text{MPa} < V_{Rd,c} = 0,71\text{MPa}$, donc la résistance au cisaillement sans ferrailage est suffisante. Le contour de contrôle est maintenant affiché en vert au lieu de bleu.

⇒ Contrôle unité n'est pas ok : le périmètre de contrôle est rouge

Modifier le « type de charge » en « Cas de charge Q2 » et afficher le résultat pour le nœud N59 :

The screenshot shows a 3D model of a slab with a red control perimeter around a central node. The results panel on the right is titled 'RÉSULTATS (1)' and shows the following settings:

- Nom: Poinçonnement
- Type de sélection: Actuelle
- Filter: Non
- CAS DE RÉSULTAT: Type de charge: Cas de charge, Cas de charge: Q2
- ARMATURE: Type de ferrillage: Défini
- Prendre en compte le ferra...: [off]
- CONDITION D'ÉTAT LIMITE: Conception ELU: [on]
- Dimensionnement ELS (ou...): [off]
- Dimensionnement ELS (co...): [off]
- Lissage des pointes: [on]
- Position: Aux noeuds, moyenne
- Système: SCL maillage EF
- EXTRÊME: Extrême: Noeud, Valeur: UC
- CONFIGURATION DES SORTIES: Sorties: Standard

Le contour de contrôle est maintenant affiché en rouge et le contrôle unité est de 1,45 > 1.

Regarder la sortie standard :

Dimensionnement au poinçonnement
 Valeur: UC
 Calcul linéaire
 Cas de charge: Q2
 Extrême: Noeud
 Sélection: N59

Synthèse

Nom	Cas	Cas de poinçonnement	Forme de poinçonnement	UC _{vrd,max} [-]	UC _{vrd,c} [-]	Périmètres d'étriers	UC _{vrd,cs} [-]	UC _{Asw,det} [-]	UC [-] Contrôle
N59	Q2	Poteau intérieur	Cercle (400)	0.96	2.18	7x 19Ø8(radial) 80+6x110=740	1.45	1.00	1.45 PASOK

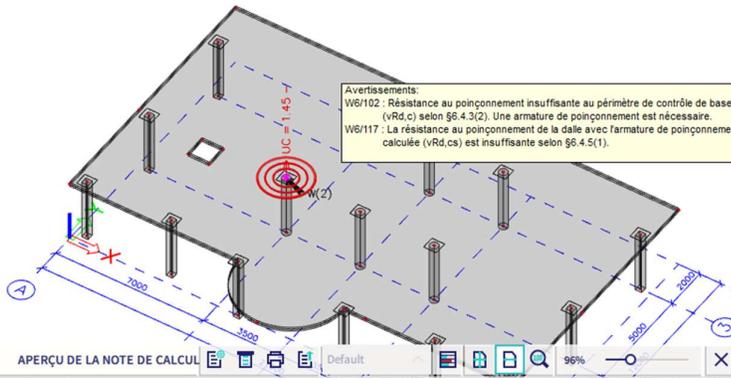
Béton

Nom	Cas	Cas de poinçonnement β	Forme de poinçonnement	V _{ed} [kN]	M _{ed,y} [kNm]	Plaque h [mm]	Matériau f _{cd} [MPa]	d _{eff} [mm]	u ₀ [m]	V _{ed,u0} [MPa]	V _{rd,max} [MPa]	UC _{vrd,max} [-]
				ΔV _{ed} [kN]	M _{ed,z} [kNm]			ρ _i [%]	u ₁ [m]	V _{ed,u1} [MPa]	V _{rd,c} [MPa]	UC _{vrd,c} [-]
N59	Q2	Poteau intérieur 1.15	Cercle (400)	711.93	67.09	Plafond 200.00	C30/37 20.00	160.00	1.257	4.07	4.22	0.96
				0.00	10.86			0.84	3.267	1.57	0.72	2.18

Armature

Nom	Cas	Périmètres d'étriers	u _{out} [m]	S _{1,stat} [mm]	Périmètres de contrôle (distance/capacité)	Matériau f _{yred} [MPa]	A _{sw,req} [mm ²]	A _{sw} [mm ²]	V _{rd,cs} [MPa]	UC _{vrd,cs} [-]
			B _{out} [mm]	S _{1,stat} [mm]			A _{sw,tot} [mm ²]	A _{sw,tot} [mm ²]	k _{min,Vrd,c} [MPa]	UC _{Asw,det} [-]
N59	Q2	7x 19Ø8(radial) 80+6x110=740	7.113	165	320/145%, 640/90%, 960/66%	B 500B 290.0	848	955	1.70	1.45
			931	311			20	6685	1.08	1.00

On peut aussi afficher les erreurs et avertissements dans la sortie en cochant ces options dans la fenêtre de propriétés :



APERÇU DE LA NOTE DE CALCUL

Béton											
Nom	Cas	Cas de poinçonnement β [-]	Forme de poinçonnement	V _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	Plaque h [mm]	Matériau f _{ctd} [MPa]	d _{eff} [mm]	u _s [m]	V _{Rd,c} [MPa]	UC _{vRd,c} [-]
N59	Q2	Poteau intérieur 1.15	Cercle (400)	711.93	67.09	Plafond 200.00	C30/37 20.00	160.00	1.257	4.07	4.22
											0.96

Armature											
Nom	Cas	Périmètres d'étriers	V _{Ed} [kN]	S _{cut} [mm]	Périmètres de contrôle (distance/capacité)	Matériau f _{yk} [MPa]	A _{s,req} [mm ²]	A _{s,prov} [mm ²]	V _{Rd,cs} [MPa]	UC _{vRd,cs} [-]	
N59	Q2	7x 1908 (radial) 80+6x110=740	7.113	165	320/145%, 640/90%	B 500B 290.0	648	555	1.70	1.45	
											1.00

E/A/N	Description	Solution
W6/102	Résistance au poinçonnement insuffisante au périmètre de contrôle de base (vRd,c) selon §6.4.3(2). Une armature de poinçonnement est nécessaire.	Pour éviter le dimensionnement d'une armature de poinçonnement, essayez d'augmenter la quantité d'armature longitudinale.
W6/117	La résistance au poinçonnement de la dalle avec l'armature de poinçonnement calculée (vRd,cs) est insuffisante selon §6.4.5(1).	Utiliser un matériau de meilleure qualité ou augmenter l'épaisseur de la dalle.

RÉSULTATS (1)

Nom Poinçonnement

▼ SÉLECTION

Type de sélection Actuelle

Filter Non

▼ CAS DE RÉSULTAT

Type de charge Cas de charge

Cas de charge Q2

▼ ARMATURE

Type de ferrailage Défini

Prendre en compte le ferra...

CONDITION D'ÉTAT LIMITE

Conception ELU

Dimensionnement ELS (ou...)

Dimensionnement ELS (co...)

Lissage des pointes

Position Aux noeuds, moyenne

Système SCL maillage EF

▼ EXTRÊME

Extrême Noeud

Valeur UC

▼ CONFIGURATION DES SORTIES

Sorties Standard

Afficher l'explication des s...

▼ CONFIGURATION DES ERREURS, AVERTISSEMENTS E...

Afficher les infos d'avertiss...

Afficher les codes d'erreur Tout

Afficher les codes d'avertis... Tout

Afficher les notes Aucun

Afficher le tableau d'expli...

ACTIONS >>>

Régénérer F5

Tableau des résultats

Prévisualisation note de calcul

3.6. Flèche (CDD)

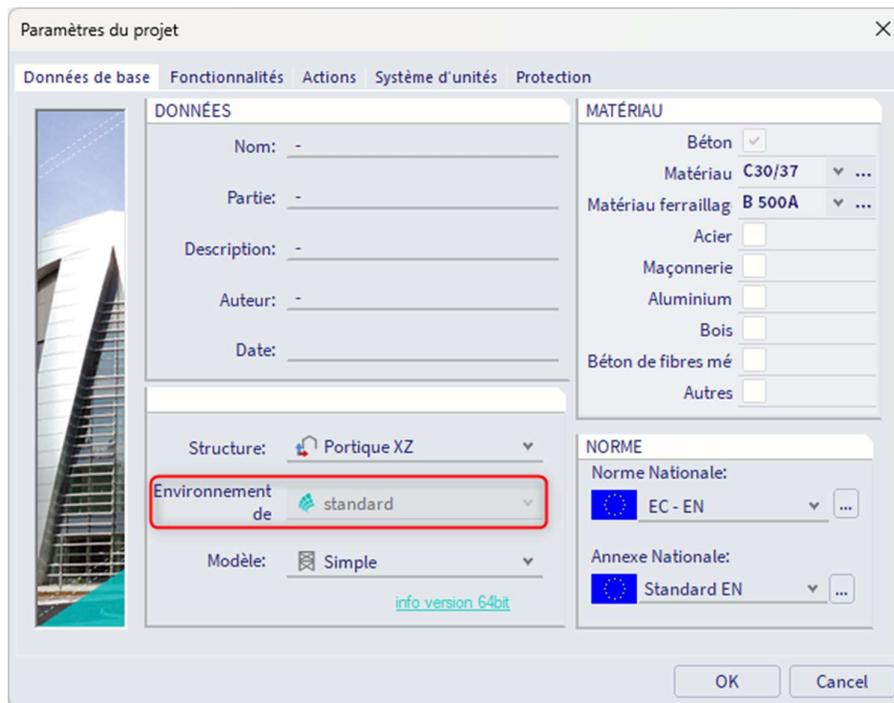
3.6.1. Introduction

La CDD (Code Dependant Deflection = Flèche selon la norme) est un calcul rigoureux de la flèche. La procédure de calcul est la même que pour la méthode simplifiée, mais avec les différences suivantes :

- 3 types de combinaisons sont utilisés pour calculer les flèches
- Le calcul de la rigidité est plus précis

Pour pouvoir utiliser cette méthode dans SCIA Engineer, les paramètres suivants doivent au préalable être définis :

1. Utiliser l'environnement de post-traitement « Standard » dans les « Paramètres du projet » :



2. Dans le poste de travail « Béton », apparait alors un nouveau contrôle « CDD » :



3.6.2. Types de combinaisons pour la CDD

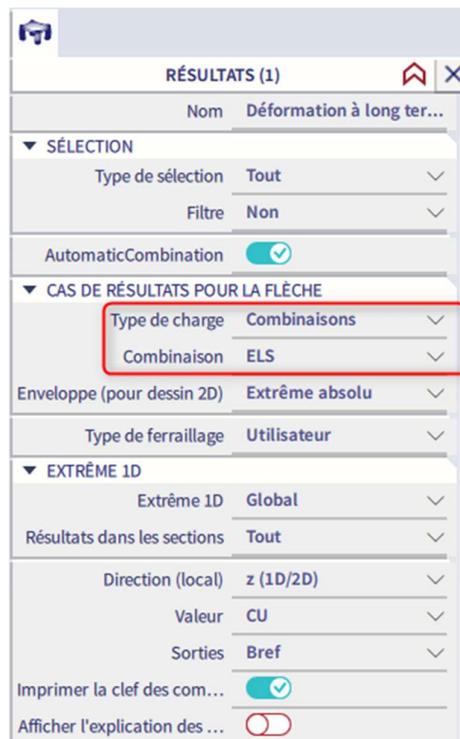
Les combinaisons utilisées dans le calcul de la CDD peuvent être ou bien générées automatiquement ou bien insérées manuellement par l'utilisateur.

⇒ Création automatique des combinaisons pour la CDD

Trois combinaisons différentes sont automatiquement créées par le logiciel en arrière-plan pour calculer la flèche :

1. Combinaisons pour le calcul de la flèche totale

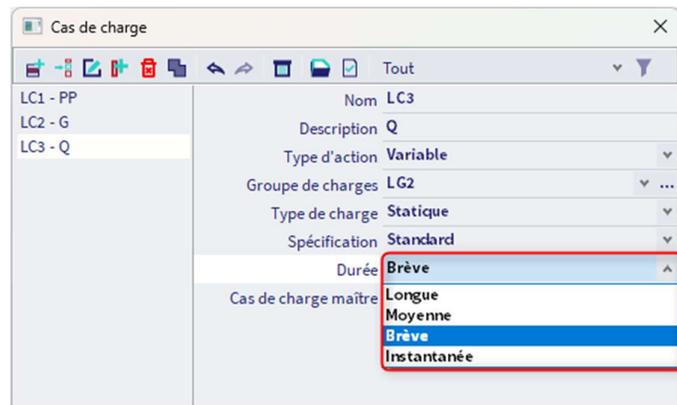
Elles sont générées directement à partir du choix de combinaisons de l'utilisateur dans la fenêtre de propriétés de contrôle de la CDD :



2. Combinaisons pour le calcul de la flèche immédiate

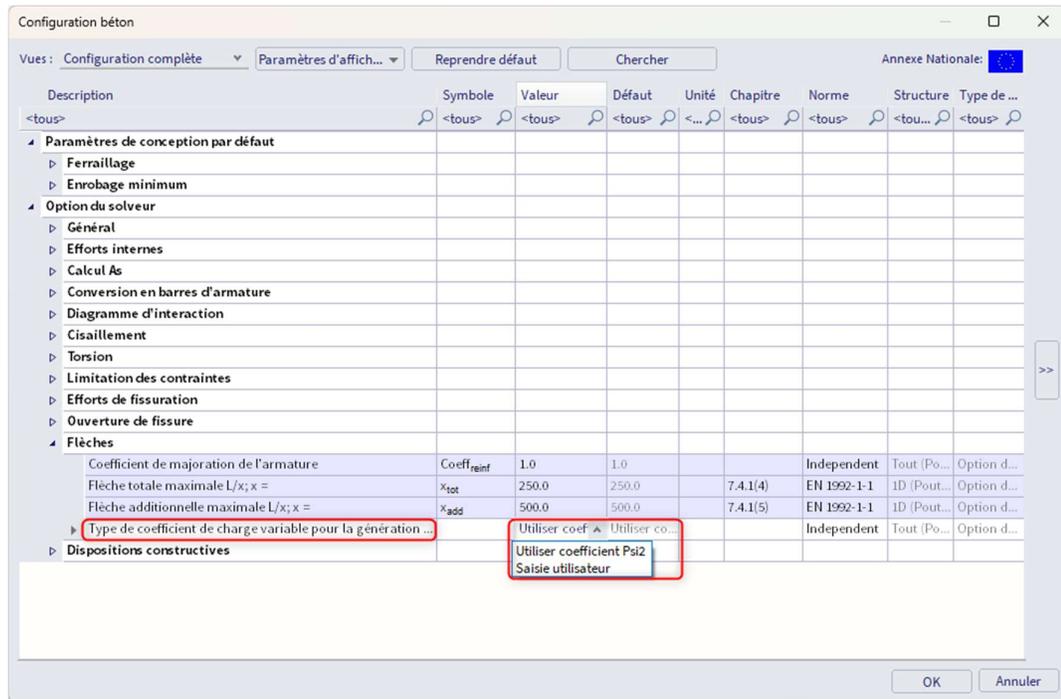
Le logiciel utilise les combinaisons générées pour la flèche totale et retire les cas de charges variables ayant pour durée « moyenne », « brève » ou « instantanée ».

Le type de durée est défini dans les propriétés du cas de charges :



3. Combinaisons pour le calcul de la flèche due au fluage

Le logiciel utilise les combinaisons générées pour la flèche totale et multiplie les cas de charges variables par un coefficient défini dans la « Configuration béton » et « Flèches » :



Des combinaisons caractéristiques supplémentaires sont générées pour chacune des combinaisons mentionnées précédemment pour déterminer si la section est fissurée ou non-fissurée.

↳ Création manuelle des combinaisons pour la CDD

Il est possible pour l'utilisateur de créer ses propres combinaisons pour le calcul de la flèche immédiate et de la flèche due au fluage.

Pour introduire ces combinaisons manuelles, l'option de combinaisons automatiques doit être décochée dans la fenêtre de propriétés du contrôle de la CDD.

Deux nouvelles sections (« Cas de résultats : flèche due au fluage » et « Cas de résultats : flèche immédiate ») apparaissent dans la fenêtre de propriétés dans laquelle vous pouvez choisir les combinaisons pour les flèches due au fluage et immédiate.

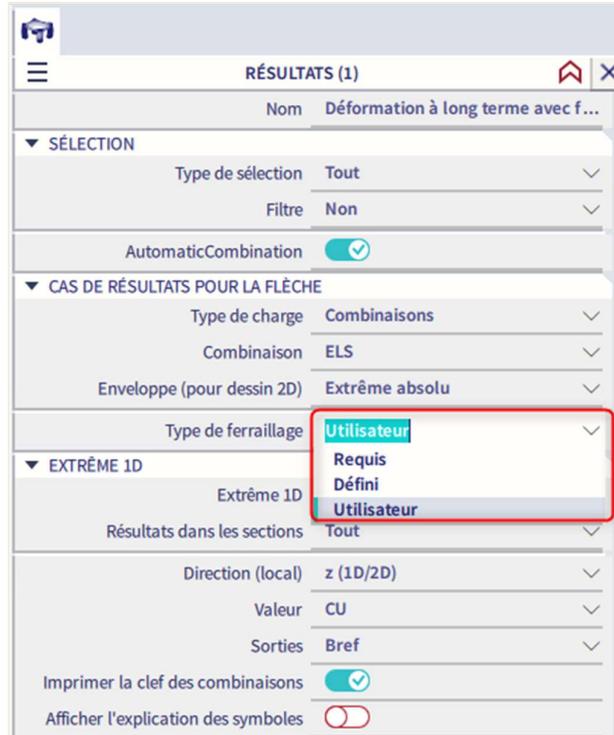
Ces combinaisons doivent être des combinaisons linéaires (ni En ni Auto), cela signifie que les flèches due au fluage et immédiate seront les mêmes pour toutes les sous-combinaisons générées à partir des combinaisons pour la flèche totale.



Les combinaisons pour le calcul de la flèche totale restent générées directement depuis le choix de l'utilisateur des combinaisons dans la fenêtre de propriétés du contrôle de la CDD.

3.6.3. Type de ferrailage

Pour la méthode CDD, il est possible de calculer la flèche avec le ferrailage requis, défini ou utilisateur. Ce choix est fait dans la fenêtre de propriétés du contrôle de la CDD :



3.6.4. Calcul de la rigidité pour les éléments 1D

Les éléments, qui ne sont pas attendus à être chargés au-dessus d'un niveau qui entrainerait le dépassement de la résistance à la traction du béton n'importe où dans l'élément, doivent être considérés comme non-fissurés. Les éléments qui sont attendus à fissurer, mais peut-être pas totalement fissurés, auront un comportement intermédiaire, entre conditions fissurées et non-fissurées. Une nouvelle rigidité (rigidité qui prend en compte la fissuration) est calculée au centre de chaque élément 1D.

Deux types de rigidité sont calculées :

- La rigidité à court-terme, qui est calculée en utilisant le module d'élasticité à 28 jours $E_c = E_{cm}$: il en résulte que la valeur de rigidité est chargée directement des propriétés du matériau béton.
- La rigidité à long-terme, qui est calculée en utilisant le module d'élasticité effectif E basé sur un coefficient de fluage pour les charges agissantes : il en résulte que :

$$E_c = E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)}$$

NB : le module élastique effectif du béton est basé sur l'équation 5.27 de l'EN 1992-1-1, mais plutôt que le coefficient de fluage effectif φ_{ef} , seul le coefficient de fluage φ est utilisé.

La procédure suivante est utilisée pour le calcul des rigidités :

1. Les caractéristiques de la section transformée de la section non-fissurée (A_i, I_i, t_i, \dots) sont calculées.
2. Les rigidités de la section non-fissurée ($(EI_y)_I, (EI_z)_I, (EA)_I$) au centre de la section transformée non-fissurée sont calculées.
3. La valeur maximale de la contrainte de traction de la section non-fissurée ($\sigma_{ct,res}$) pour la combinaison caractéristique respective ($N_{cara,res}, M_{cara,res,y}, M_{cara,res,z}$) est calculée.
4. La valeur maximale de la contrainte de traction de la section non-fissurée ($\sigma_{ct,imm}$) pour la combinaison caractéristique immédiate ($N_{cara,imm}, M_{cara,imm,y}, M_{cara,imm,z}$) est calculée.
5. Les valeurs σ_{ct} et $\sigma_{ct,imm}$ sont comparées.

Si $\sigma_{ct} \geq \sigma_{ct,imm}$: la combinaison caractéristique respective sera utilisée pour le calcul :

$$\begin{aligned} N_{cara} &= N_{cara,res} \\ M_{cara,y} &= M_{cara,res,y} \\ M_{cara,z} &= M_{cara,res,z} \\ \sigma_{ct} &= \sigma_{ct,res} \end{aligned}$$

Si $\sigma_{ct} \leq \sigma_{ct,imm}$: la combinaison caractéristique immédiate sera utilisée pour le calcul :

$$\begin{aligned} N_{cara} &= N_{cara,imm} \\ M_{cara,y} &= M_{cara,imm,y} \\ M_{cara,z} &= M_{cara,imm,z} \\ \sigma_{ct} &= \sigma_{ct,imm} \end{aligned}$$

6. Les valeurs σ_{ct} et σ_{cr} sont comparées.

Si $\sigma_{ct} \leq \sigma_{cr}$: la section est non-fissurée :

- Rigidité de flexion autour de l'axe y : $(EI_y) = (EI_y)_I$
- Rigidité de flexion autour de l'axe z : $(EI_z) = (EI_z)_I$
- Rigidité axiale : $(EA) = (EA)_I$

Si $\sigma_{ct} \geq \sigma_{cr}$: la section est fissurée et la rigidité moyenne est calculée.

7. Les caractéristiques transformées C_{ss} de la section fissurée ($A_{II}, I_{II}, t_{II}, \dots$) sont calculées.
8. Les rigidités de la section totalement fissurée ($(EI_y)_{II}, (EI_z)_{II}, (EA)_{II}$) au centre de la section transformée fissurée sont calculées.
9. La contrainte dans le ferrailage tendu de la section totalement fissurée (σ_{sr}) pour les combinaisons caractéristiques ($N_{cara}, M_{cara,y}, M_{cara,z}$) est calculée.

10. La contrainte dans le ferrailage tendu de la section totalement fissurée (σ_s) pour les combinaisons respectives (N , M_y , M_z) est calculée.

11. Le coefficient de répartition ζ conformément à l'équation 7.19 de l'EN 1992-1-1 est calculé :

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

Où β est un coefficient qui tient compte de l'influence de la durée du chargement ou de charges répétées sur la déformation moyenne ($\beta = 1$ pour le calcul de la rigidité à court-terme, $\beta = 0,5$ pour le calcul de la rigidité à long-terme).

12. La valeur moyenne des rigidités basée sur l'équation 7.18 de l'EN 1992-1-1 est calculée :

- Rigidité de flexion autour de l'axe y : $(EI_y) = 1 / \left[\zeta / (EI_y)_{II} + (1 - \zeta) / (EI_y)_I \right]$
- Rigidité de flexion autour de l'axe z : $(EI_z) = 1 / \left[\zeta / (EI_z)_{II} + (1 - \zeta) / (EI_z)_I \right]$
- Rigidité axiale : $(EA) = 1 / \left[\zeta / (EA)_{II} + (1 - \zeta) / (EA)_I \right]$

La rigidité est recalculée par rapport à l'axe principal pour une section non-symétrique.

13. Les 5 types de rigidité sont calculés pour chaque élément 1D et chaque combinaison dangereuse :

Type de rigidité	Combinaison respective
Rigidité à court-terme pour une flèche immédiate	Immédiate
Rigidité à court-terme pour une flèche à court-terme	Totale
Rigidité à court-terme pour la flèche due au fluage	Fluage
Rigidité à long-terme pour la flèche due au fluage	Fluage
Rigidité à long-terme pour la flèche due au retrait	Totale

14. Les rigidités suivantes sont des changements dans la matrice de rigidité des éléments 1D :

$$EA_x = EA$$

$$GA_y = GA_z = G \cdot EA_x / (1,2 \cdot E_c)$$

$$EI_y = E_{iy}$$

$$EI_z = E_{iz}$$

$$GI_x = 0,5 \cdot (1 - \mu) \cdot (EI_y \cdot EI_z)^{0,5}$$

Où :

G est le module de cisaillement du béton calculé selon la formule $G = 0,5 \cdot E_c / (1 + \mu)$

μ est le coefficient de Poisson du béton chargé depuis les propriétés du matériau du béton.

L'excentricité des rigidités (distance entre le centre de gravité de la section de béton et le centre de gravité de la section fissurée transformée) n'est pas prise en compte dans la version actuelle.

⇒ Calcul des efforts de retrait d'un élément 1D

Les efforts dus au retrait sont calculés selon les formules ci-dessous. Les efforts sont calculés à fois pour la section non-fissurée et la section fissurée.

$$N_{shr} = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{coef}_{reinf} \cdot \Sigma(E_{si} \cdot A_{si})$$

$$M_{shr,y} = N_{shr} \cdot e_{shr,z}$$

$$M_{shr,z} = N_{shr} \cdot e_{shr,y}$$

Où :

$$e_{shr,y} = \frac{\Sigma(E_{si} \cdot A_{si})}{\Sigma(E_{si} \cdot A_{si} \cdot y_{si})} - t_{iy}$$

$$e_{shr,z} = \frac{\Sigma(E_{si} \cdot A_{si})}{\Sigma(E_{si} \cdot A_{si} \cdot z_{si})} - t_{iz}$$

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$: déformation due au retrait total

Coef_{reinf} : coefficient augmentant la quantité de ferrailage

E_{si} : module d'élasticité des i^{ème} barres de ferrailage

A_{si} : section de ferrailage des i^{ème} barres de ferrailage

y_{si} : position des i^{ème} barres de ferrailage depuis le centre de gravité de la section dans la direction y

z_{si} : position des i^{ème} barres de ferrailage depuis le centre de gravité de la section dans la direction z

t_{iy} : distance entre le centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée et le centre de gravité de la section de béton dans la direction y

t_{iz} : distance entre le centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée et le centre de gravité de la section de béton dans la direction z

Flèche due au retrait (rigidité à long terme)

	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Combi.: ELS/1_tot	0.00	169.10	0.00
Combinaison caractéristique (car): ELS/1_tot	0.00	169.10	0.00

Efforts causés par le retrait: N_{shr} = 196.40 kN, M_{shr,y} = 12.77 kNm, M_{shr,z} = 0.00 kNm

Caractéristiques de la section

Type d'élément	t _y [mm]	t _z [mm]	A [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	x [mm]	A _c [mm ²]
Linéaire	0.0	0.0	150000	3.13·10 ⁹	1.13·10 ⁹	256.8	-
Non fissurée	0.0	-18.6	192831	4.69·10 ⁹	1.35·10 ⁹	500.0	2199
Fissuré	0.0	52.7	102014	2.89·10 ⁹	667·10 ⁶	197.3	2199

Efforts de fissuration

N _{cr} [kN]	M _{y,cr} [kNm]	M _{z,cr} [kNm]	σ _{ct} [MPa]	σ _{cr} [MPa]	Section fissurée	σ _{sr} [MPa]	σ _s [MPa]	β [-]	ζ [-]	E _c [GPa]
0.00	59.57	0.00	8.35	2.90	OUI	993	282.0	0.5	0.938	103

Calcul de rigidité

Rigidité axiale EA : EA_i = 1540.31 MN EA_{ii} = 1540.31 MN

$$EA = \frac{1}{\frac{\zeta}{EA_{ii}} + \frac{1-\zeta}{EA_i}} = \frac{1}{\frac{0.938}{1540.31} + \frac{1-0.938}{1540.31}} = 1540.31 \text{ MN} \quad (7.18)$$

Rigidité flexionnelle EI_y: EI_{y,i} = 637.48 MNm² EI_{y,ii} = 187.66 MNm²

$$EI_y = \frac{1}{\frac{\zeta}{EI_{y,ii}} + \frac{1-\zeta}{EI_{y,i}}} = \frac{1}{\frac{0.938}{187.66} + \frac{1-0.938}{637.48}} = 196.26 \text{ MNm}^2 \quad (7.18)$$

Rigidité flexionnelle EI_z: EI_{z,i} = 115.52 MNm² EI_{z,ii} = 115.52 MNm²

$$EI_z = \frac{1}{\frac{\zeta}{EI_{z,ii}} + \frac{1-\zeta}{EI_{z,i}}} = \frac{1}{\frac{0.938}{115.52} + \frac{1-0.938}{115.52}} = 115.52 \text{ MNm}^2 \quad (7.18)$$

⇒ Calcul des déformations et courbures dues au retrait d'un élément 1D

La déformation et courbure causées par le retrait sont calculées pour chaque élément 1D et ces valeurs sont calculées pour les deux états (section fissurée et non-fissurée).

Le calcul de la déformation due au retrait :

$$\varepsilon_x = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{coef}_{\text{reinf}} \cdot \Sigma(E_{si} \cdot A_{si}) / (E_{\text{ceff}} \cdot A_i)$$

Le calcul de la courbure autour des axes y et z due au retrait :

$$(1/r_y) = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{coef}_{\text{reinf}} \cdot \Sigma(E_{si} \cdot A_{si} \cdot (t_{iz} - z_{si})) / (E_{\text{ceff}} \cdot I_{iy})$$

$$(1/r_z) = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{coef}_{\text{reinf}} \cdot \Sigma(E_{si} \cdot A_{si} \cdot (t_{iy} - y_{si})) / (E_{\text{ceff}} \cdot I_{iz})$$

Où :

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$: déformation de retrait total

$\text{Coef}_{\text{reinf}}$: coefficient qui augmente la quantité de ferrailage

E_{si} : module d'élasticité de la $i^{\text{ème}}$ barre de ferrailage

A_{si} : section de ferrailage de la $i^{\text{ème}}$ barre de ferrailage

y_{si} : position de la $i^{\text{ème}}$ barre de ferrailage depuis le centre de gravité de la section dans la direction y

z_{si} : position de la $i^{\text{ème}}$ barre de ferrailage depuis le centre de gravité de la section dans la direction z

t_{iy} : distance entre le centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée et le centre de gravité de la section de béton dans la direction y

t_{iz} : distance entre le centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée et le centre de gravité de la section de béton dans la direction z

E_{ceff} : module effectif d'élasticité du béton calculé selon la formule :

$$E_c = E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)}$$

E_{cm} : module sécant d'élasticité du béton

φ : coefficient de fluage

A_i : aire de la section transformée fissurée / non-fissurée

I_{iy} : second moment transformé de l'aire autour de l'axe y de la section fissurée / non-fissurée calculée au centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée

I_{iz} : second moment transformé de l'aire autour de l'axe z de la section fissurée / non-fissurée calculée au centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée

⇒ Calcul des rigidités dues au retrait d'un élément 1D

La rigidité de la section non-fissurée / fissurée pour le retrait est calculée à partir de la déformation et des courbures dues au retrait en utilisant le niveau total de charges (combinaison sous charges totales) :

- Rigidité de flexion autour de l'axe y : $(EI_y) = M_{\text{tot},y} / (1/r_y)$
- Rigidité de flexion autour de l'axe z : $(EI_z) = M_{\text{tot},z} / (1/r_z)$
- Rigidité axiale : $(EA) = N_{\text{tot}} / \varepsilon_x$

3.6.5. Calcul de la rigidité pour les éléments 2D

La procédure suivante est utilisée pour le calcul de la rigidité des éléments 2D :

1. Les contraintes principales de l'élément 2D sont calculées pour chaque face :

$$\sigma_{1\pm} = \frac{\sigma_{x\pm} + \sigma_{y\pm}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{x\pm} - \sigma_{y\pm})^2 + 4 \cdot \sigma_{xy,\pm}}$$

$$\sigma_{2\pm} = \frac{\sigma_{x\pm} + \sigma_{y\pm}}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{x\pm} - \sigma_{y\pm})^2 + 4 \cdot \sigma_{xy,\pm}}$$

2. L'angle des contraintes principales est calculée au niveau des deux faces :

$$\alpha_{\sigma_{1\pm}} = 0,5 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot \sigma_{xy,\pm}}{\sigma_{x\pm} - \sigma_{y\pm}} \right)$$

3. La valeur finale de la contrainte principale est calculée :

$$\alpha = \alpha_{\sigma_{1+}} \quad \text{si } \sigma_{1+} \geq \sigma_{1-}$$

$$\alpha = \alpha_{\sigma_{1-}} \quad \text{si } \sigma_{1+} < \sigma_{1-}$$

4. Les efforts internes sont recalculés selon la direction de la contrainte principale α :

$$m(\alpha) = n_x \cdot \cos^2(\alpha) + m_y \cdot \sin^2(\alpha) + m_{xy} \cdot \sin(2\alpha)$$

$$n(\alpha) = n_x \cdot \cos^2(\alpha) + n_y \cdot \sin^2(\alpha) + n_{xy} \cdot \sin(2\alpha)$$

Où $n_x, n_y, n_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}$ sont les efforts 2D au centre de l'élément 2D.

5. La section de ferrailage est recalculée selon la direction de la contrainte principale α :

$$A_s(\alpha) = A_s \cdot \cos^2(\alpha - \alpha_s)$$

Où A_s et α_s sont respectivement la section et l'angle du ferrailage longitudinal.

6. La rigidité non-linéaire dans la première direction principale est calculée selon la même procédure que pour les éléments 1D :

- Pour une section rectangulaire ($b = 1\text{m}$, $h =$ épaisseur de l'élément 2D au centre de gravité)
- Pour les efforts internes $N = n(\alpha)$, $M_y = m(\alpha)$ et $M_z = 0$ selon la même procédure que pour les éléments 1D

7. La rigidité non-linéaire dans la seconde direction principale est calculée selon la même procédure que pour les éléments 1D :

- Pour une section rectangulaire ($b = 1\text{m}$, $h =$ épaisseur de l'élément 2D au centre de gravité)
- Pour les efforts internes $N = n(\alpha + 90)$, $M_y = m(\alpha + 90)$ et $M_z = 0$ selon la même procédure que pour les éléments 1D

8. La rigidité pour la flèche due au retrait est calculée dans les deux directions des axes principaux comme expliquée dans le prochain paragraphe.

9. Les 5 types de rigidité sont calculés pour chaque élément 2D et chaque combinaison dangereuse :

Type de rigidité	Combinaison respective	Direction de la contrainte principale
Rigidité à court-terme pour une flèche immédiate	Immédiate	Première (EA_1, EI_{y1}, EI_{z1}) Seconde (EA_2, EI_{y2}, EI_{z2})
Rigidité à court-terme pour une flèche à court-terme	Totale	Première (EA_1, EI_{y1}, EI_{z1}) Seconde (EA_2, EI_{y2}, EI_{z2})
Rigidité à court-terme pour la flèche due au fluage	Fluage	Première (EA_1, EI_{y1}, EI_{z1}) Seconde (EA_2, EI_{y2}, EI_{z2})
Rigidité à long-terme pour la flèche due au fluage	Fluage	Première (EA_1, EI_{y1}, EI_{z1}) Seconde (EA_2, EI_{y2}, EI_{z2})
Rigidité à long-terme pour la flèche due au retrait	Totale	Première (EA_1, EI_{y1}, EI_{z1}) Seconde (EA_2, EI_{y2}, EI_{z2})

10. Les rigidités suivantes sont des changements dans la matrice de rigidité des éléments 2D :

$$\begin{aligned}
 D11 &= EI_{y1} \\
 D22 &= EI_{y2} \\
 D33 &= 0,5 \cdot (1 - \mu) \cdot (D11 \cdot D22)^{0,5} \\
 D44 &= G \cdot h / 1,2 \\
 D55 &= G \cdot h / 1,2 \\
 D12 &= \mu \cdot (D11 \cdot D22)^{0,5} \\
 d11 &= EA_1 \\
 d22 &= EA_2 \\
 d33 &= G \cdot h \\
 d12 &= \mu \cdot (d11 \cdot d22)^{0,5}
 \end{aligned}$$

G est le module de cisaillement du béton calculé selon la formule $G = 0,5 \cdot E_c / (1 + \mu)$

μ est le coefficient de Poisson du béton chargé depuis les propriétés du matériau béton

L'excentricité des rigidités (distance entre le centre de gravité de la section béton et le centre de gravité de la section transformée fissurée) n'est pas prise en compte dans la version actuelle.

⇒ **Calcul des efforts de retrait d'un élément 2D**

Les efforts dus au retrait sont calculés au centre de gravité de chaque élément et dans deux directions :

- La première est dans la direction de la contrainte principale α
- Le deuxième est dans la direction de la contrainte principale $\alpha + 90^\circ$

Les efforts dus au retrait pour les deux directions sont calculés selon les formules ci-dessous. Les efforts sont calculés pour les deux états : non-fissurés et fissurés.

$$n_{shr} = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{Coef}_{\text{Reinf}} \Sigma(E_{si} \cdot A_{si(\alpha)})$$

$$m_{shr} = n_{shr} \cdot e_{shr,z}$$

Où :

$$e_{shr,z} = \frac{\Sigma(E_{si} \cdot A_{si(\alpha)})}{\Sigma(E_{si} \cdot A_{si(\alpha)} \cdot z_{si})} - t_{iz(\alpha)}$$

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$: déformation due au retrait total

$\text{Coef}_{\text{reinf}}$: coefficient augmentant la quantité de ferrailage

E_{si} : module d'élasticité des $i^{\text{ème}}$ barres de ferrailage

$A_{si(\alpha)}$: section de ferrailage des $i^{\text{ème}}$ barres de ferrailage dans la première (angle α) / seconde direction (angle : $\alpha + 90^\circ$) des contraintes principales.

z_{si} : position des $i^{\text{ème}}$ barres de ferrailage depuis le centre de gravité de la section dans la direction z

$t_{iz(\alpha)}$: distance entre le centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée et le centre de gravité de la section de béton dans la direction z et dans la première (angle α) / seconde direction (angle : $\alpha + 90^\circ$) des contraintes principales.

⇒ **Calcul des déformations et courbures dues au retrait d'un élément 2D**

La déformation et courbure causées par le retrait sont calculées pour chaque élément 2D et ces valeurs sont calculées pour les deux états (section fissurée et non-fissurée). Les valeurs sont calculées dans les deux directions des contraintes principales.

Le calcul de la déformation due au retrait :

$$\varepsilon_x = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{coef}_{\text{reinf}} \cdot \Sigma(E_{si} \cdot A_{si(\alpha)}) / (E_{\text{ceff}} \cdot A_{i(\alpha)})$$

Le calcul de la courbure autour des axes y et z due au retrait :

$$(1/r) = -\varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot \text{coef}_{\text{reinf}} \cdot \Sigma(E_{si} \cdot A_{si(\alpha)} \cdot (t_{iz(\alpha)} - z_{si})) / (E_{\text{ceff}} \cdot I_{iy(\alpha)})$$

Où :

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$: déformation de retrait total

$\text{Coef}_{\text{reinf}}$: coefficient qui augmente la quantité de ferrailage

E_{si} : module d'élasticité de la $i^{\text{ème}}$ barre de ferrailage

$A_{si(\alpha)}$: section de ferrailage des $i^{\text{ème}}$ barres de ferrailage dans la première (angle α) / seconde direction (angle : $\alpha + 90^\circ$) des contraintes principales.

z_{si} : position des $i^{\text{ème}}$ barres de ferrailage depuis le centre de gravité de la section dans la direction z

$t_{iz(\alpha)}$: distance entre le centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée et le centre de gravité de la section de béton dans la direction z et dans la première (angle α) / seconde direction (angle : $\alpha + 90^\circ$) des contraintes principales.

E_{ceff} : module effectif d'élasticité du béton calculé selon la formule :

$$E_c = E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{\text{cm}}}{(1 + \varphi)}$$

E_{cm} : module sécant d'élasticité du béton

φ : coefficient de fluage

$A_{i(\alpha)}$: aire de la section transformée fissurée / non-fissurée dans la première (angle α) / seconde direction (angle : $\alpha + 90^\circ$) des contraintes principales.

$I_{iy(\alpha)}$: second moment transformé de l'aire autour de l'axe y de la section fissurée / non-fissurée calculée au centre de gravité de la section transformée fissurée / non-fissurée dans la première (angle α) / seconde direction (angle : $\alpha + 90^\circ$) des contraintes principales.

⇒ Calcul des rigidités dues au retrait d'un élément 2D

La rigidité de la section non-fissurée / fissurée pour le retrait est calculée à partir de la déformation et des courbures dues au retrait en utilisant le niveau total de charges (combinaison sous charges totales) :

- Rigidité de flexion dans la direction du premier axe principal : $(EI_{y1}) = m_{\text{tot}(\alpha)} / (1/r)_1$
- Rigidité de flexion dans la direction du deuxième axe principal : $(EI_{y2}) = m_{\text{tot}(\alpha+90)} / (1/r)_2$
- Rigidité axiale dans la direction du premier axe principal : $(EA_1) = n_{\text{tot}(\alpha)} / \varepsilon_{x,1}$
- Rigidité axiale dans la direction du deuxième axe principal : $(EA_2) = n_{\text{tot}(\alpha+90)} / \varepsilon_{x,2}$

Où :

$n_{\text{tot}(\alpha)}$ et $n_{\text{tot}(\alpha+90)}$ sont les efforts normaux issus des combinaisons totales sur les éléments 2D, recalculés dans les directions du premier et du deuxième axe principal.

$m_{\text{tot}(\alpha)}$ et $m_{\text{tot}(\alpha+90)}$ sont les moments de flexion issus des combinaisons totales sur les éléments 2D, recalculés dans les directions du premier et du deuxième axe principal.

$\varepsilon_{x,1}$ et $\varepsilon_{x,2}$ sont les déformations dues au retrait, calculées respectivement dans les directions du premier et du deuxième axe principal.

$(1/r)_1$ et $(1/r)_2$ sont les courbures dues au retrait, calculées respectivement dans les directions du premier et du deuxième axe principal.

La flèche due au retrait est calculée dans l'analyse EF pour les combinaisons sous charges totales, c'est pourquoi les rigidités sont calculées en utilisant les efforts internes pour les combinaisons sous charges totales.

3.6.6. Paramètres pour le calcul de la déformation de retrait

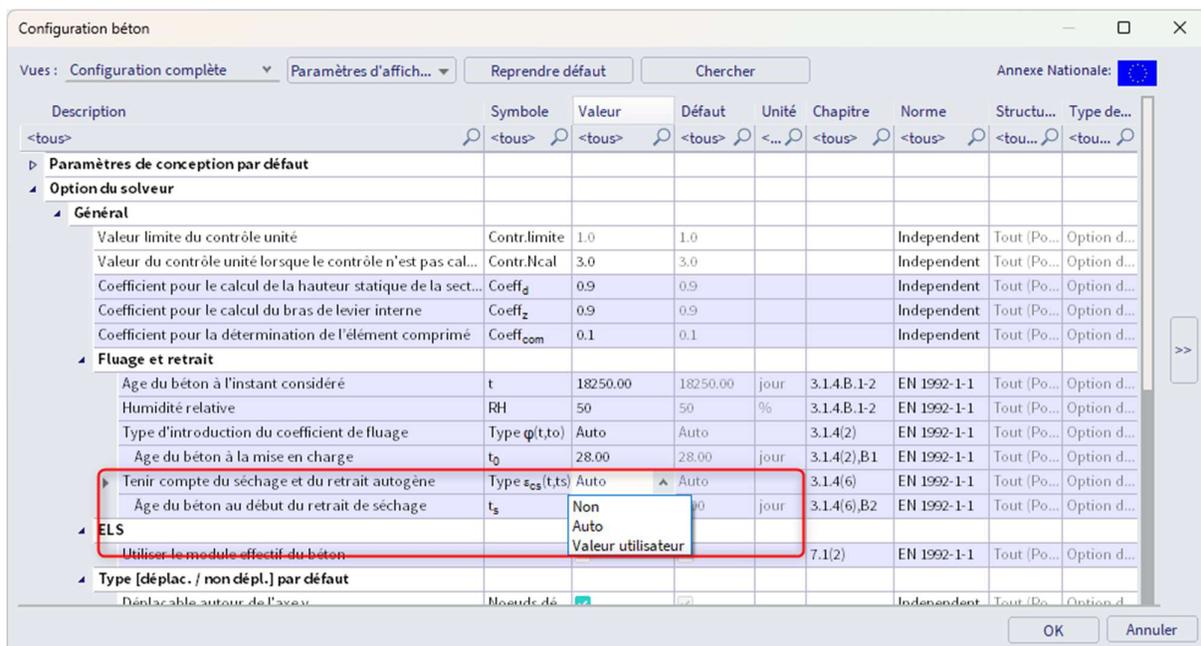
La déformation totale due au retrait se décompose en deux types : la déformation due au retrait de séchage et la déformation due au retrait autogène. La déformation due au retrait de séchage se développe doucement, puisqu'elle dépend de l'écoulement de l'eau à travers le béton durci. La déformation due au retrait autogène se développe pendant le durcissement du béton.

Dans la « Configuration béton », le logiciel propose trois options pour le calcul / la saisie de la déformation totale due au retrait :

- « Non » : le retrait ne sera pas pris en compte dans le calcul de la CDD.
- « Auto » : il s'agit d'un calcul automatique, où la déformation due au retrait est calculée conformément à l'EN 1992-1-1, chapitre 3.1.4(6) et pour les paramètres définis suivants :
 - o Humidité relative
 - o Âge du béton au début du retrait de séchage
 - o Âge du béton à la mise en charge

A l'exception de ces paramètres à saisir, le calcul automatique de la déformation due au retrait dépend des propriétés du matériau (la résistance moyenne à la compression du béton f_{cm} , la résistance caractéristique à la compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours f_{ck} , le type de ciment) et des paramètres de section (l'aire de la section A_c et le périmètre de l'élément en contact avec l'atmosphère u).

- « Valeur utilisateur » : l'utilisateur peut directement saisir la valeur de la déformation totale due au retrait.

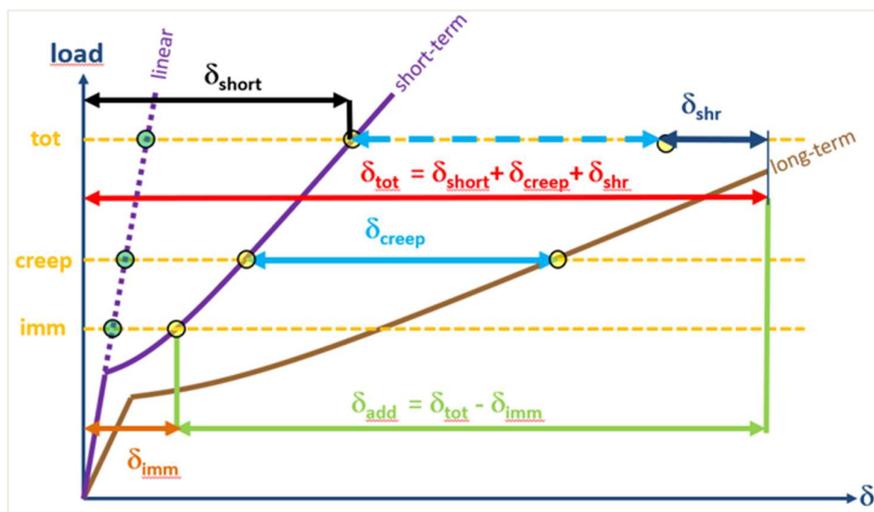


3.6.7. Calcul de la flèche

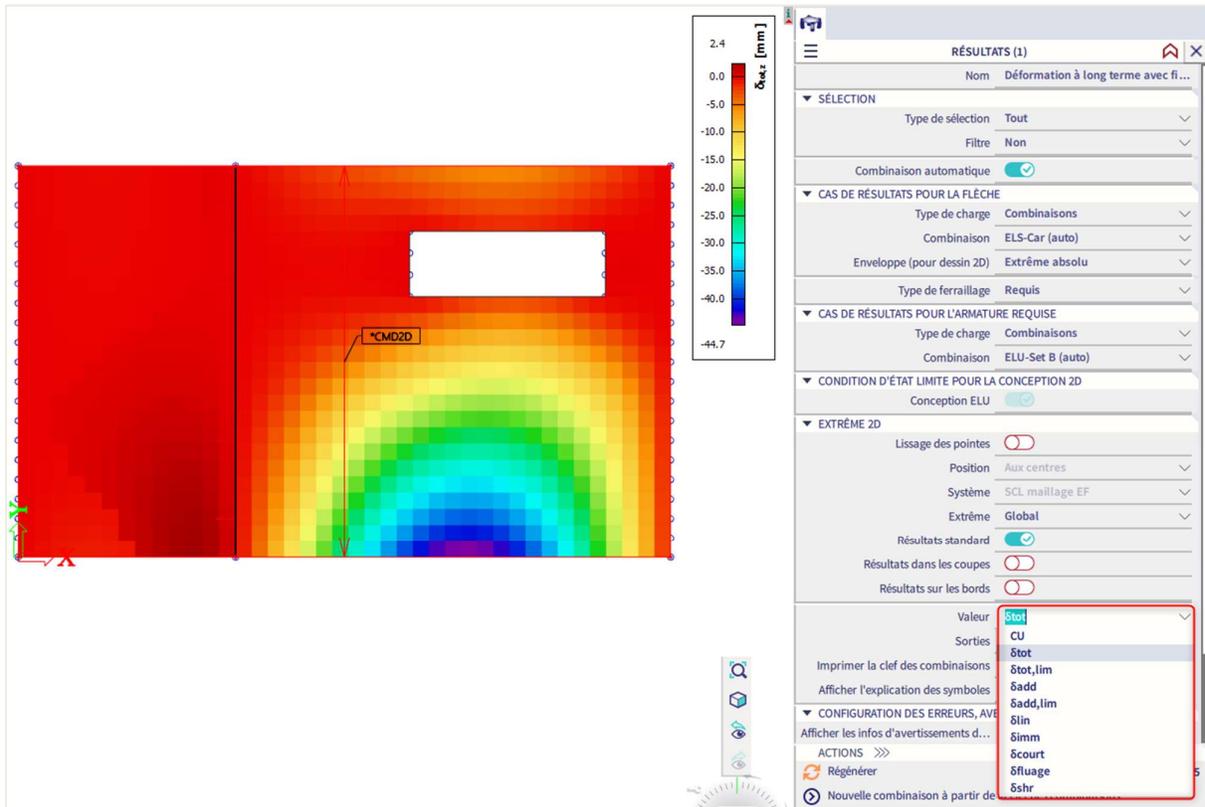
Les flèches ci-dessous sont calculées dans le contrôle de la CDD :

- δ_{lin} : la flèche linéaire (élastique).
Elle est calculée pour les combinaisons sous charges totales et pour la rigidité linéaire.
 - Δ_{imm} : la flèche immédiate.
Il s'agit de la flèche après application des charges permanentes et variables à long-terme, ce qui signifie calculée avec une rigidité à court-terme et les combinaisons immédiates.
 - δ_{short} : la flèche à court-terme.
Il s'agit de la flèche qui prend en compte la fissuration de la section calculée pour une rigidité à court-terme et les combinaisons sous charges totales.
 - δ_{creep} : la flèche sous fluage.
Elle est calculée comme la différence entre les flèches calculées avec une rigidité à court-terme et une rigidité à long-terme pour les combinaisons sous fluage.
- $$\Delta_{creep} = \delta_{creep,long} - \delta_{creep,short}$$
- δ_{shr} : la flèche due au retrait (de séchage et autogène).
La rigidité à long-terme est calculée à partir de la déformation et de la courbure dues au retrait en utilisant les combinaisons sous charges totales.
 - δ_{add} : la flèche additionnelle.
Il s'agit de la flèche après application des charges variables en considérant le fluage, et calculée comme la différence entre la flèche totale et immédiate.
- $$\Delta_{add} = \delta_{tot} - \delta_{imm}$$
- δ_{tot} : la flèche totale.
Il s'agit de la flèche qui tient compte du fluage et de la fissuration, calculée comme la somme de la flèche à court-terme et de la flèche sous fluage.

$$\Delta_{tot} = \delta_{short} + \delta_{creep}$$



Toutes ces valeurs peuvent être visualisées à l'écran :



Chapitre 4: Modification de résultats

4.1. Position

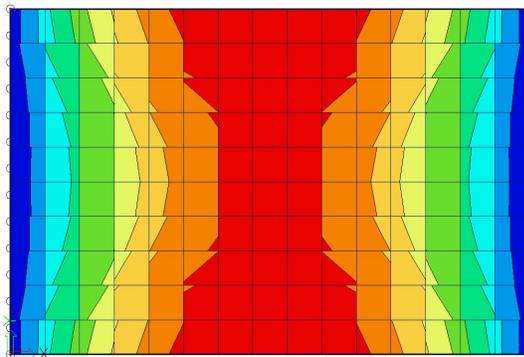
Pendant un calcul dans SCIA Engineer, les déformations de nœuds et les réactions sont calculées de manière exacte (par la méthode des déplacements). Les contraintes et les efforts internes sont dérivés de ces efforts via des fonctions basiques présumées, et sont donc toujours moins précis dans la méthode EF.

Le maillage de la méthode EF dans SCIA Engineer est composé d'éléments à 3 ou 4 angles. Pour chaque élément de maillage, 3 ou 4 résultats sont calculées, un à chaque nœud. Lors de l'affichage des résultats sur des éléments 2D, l'option « Position » dans la fenêtre de propriétés donne la possibilité d'afficher ces résultats de 4 manières.

4.1.1. Aux nœuds, pas de moyenne

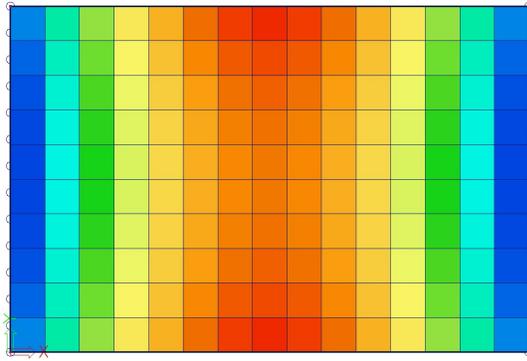
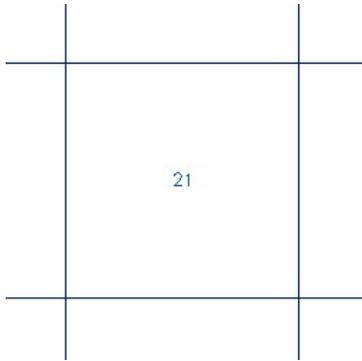
Toutes les valeurs de résultats sont pris en compte, il n'y a pas de moyenne. C'est pourquoi à chaque nœud, 4 valeurs provenant des éléments de maillage adjacents sont affichées. Si ces 4 résultats diffèrent beaucoup les uns des autres, c'est une indication sur le fait que la taille de maille choisie est trop importante.

12	16	24	30
9	18	25	31
11	16	24	29
9	17	24	30



4.1.2. Aux centres

Pour chaque éléments de maillage, la valeur moyenne des résultats aux 4 nœuds de l'élément est calculée. Comme il n'y a qu'un seul résultat par élément, l'affichage des isobandes devient une mosaïque. La courbe sur une section est constante pour chaque élément de maillage.

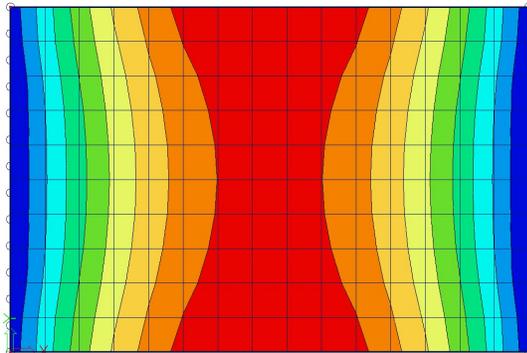
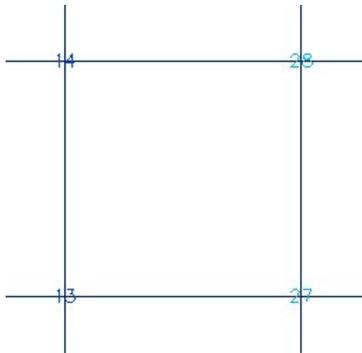


4.1.3. Aux nœuds, moyenne

Les valeurs de résultats des éléments finis adjacents sont moyennées à un nœud commun. Pour cette raison, l'affichage graphique est une courbe lissée d'isobandes.

Dans certains cas, il n'est pas autorisé de moyenner les valeurs des résultats à un nœud commun :

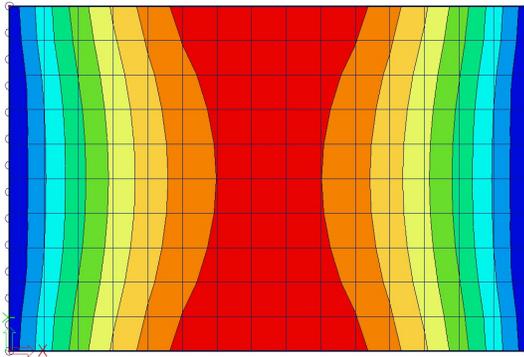
- A la transition entre éléments 2D (plaques, voiles, coques) ayant des axes locaux différents.
- Si un résultat est vraiment discontinu, comme l'effort tranchant au niveau d'un appui linéaire d'une plaque : les pics disparaîtront complètement avec la moyenne des efforts tranchants positifs et négatifs.



4.1.4. Aux nœuds, moyenne sur macro

Les valeurs de résultats des éléments finis adjacents sont moyennées par nœud, uniquement sur les éléments de maillage qui appartiennent à un même élément 2D et dont leurs axes locaux sont dans la même direction. Cela résout les problèmes décrits avec l'option « Aux nœuds, moyenne ».

14	14	28	28
14	14	28	28
13	13	27	27
13	13	27	27



4.1.5. Précision des résultats

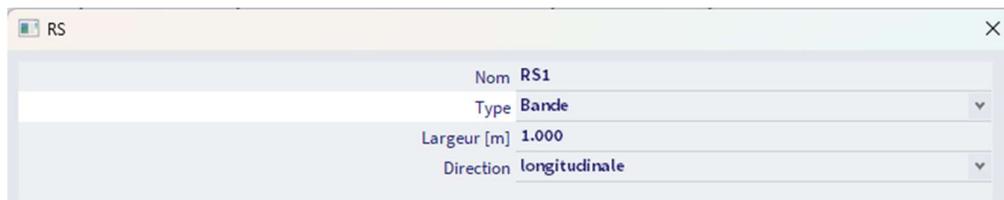
Si les résultats selon ces 4 positions diffèrent beaucoup, alors les résultats ne sont pas précis et le maillage doit être raffiné. Une règle basique pour une taille correcte des éléments de maillage, est de prendre 1 ou 2 fois l'épaisseur de la plaque.

4.2. Bande de lissage

Les bandes de lissage permettent de moyenniser des pics de valeurs sur une zone ponctuelle ou linéaire. L'option se trouve dans le panneau de saisie dans les « Outils de résultats », ou bien par la dernière série d'icône du poste de travail « Résultats » :



ou



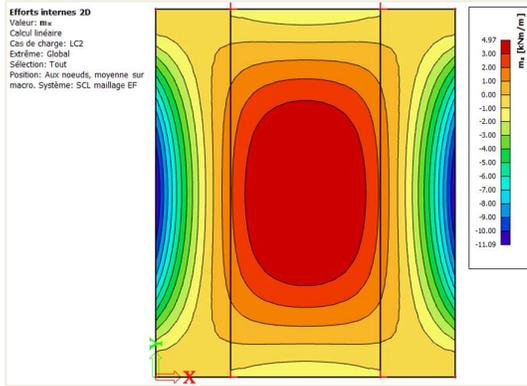
“Type”: on peut choisir entre un point et une bande de lissage.

“Largeur” : ici peut être définie la largeur de la bande de lissage.

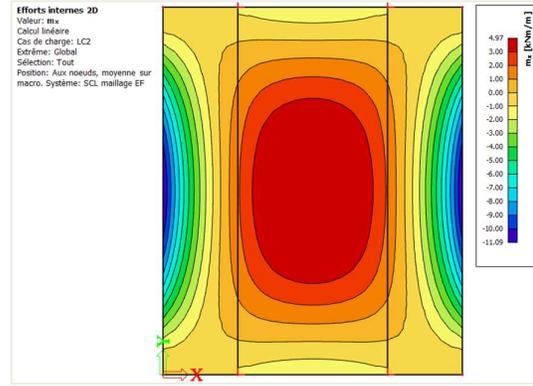
“Largeur”, “Longueur” et “Angle” : ici peuvent être définies les dimensions du point de lissage.

«Direction»:

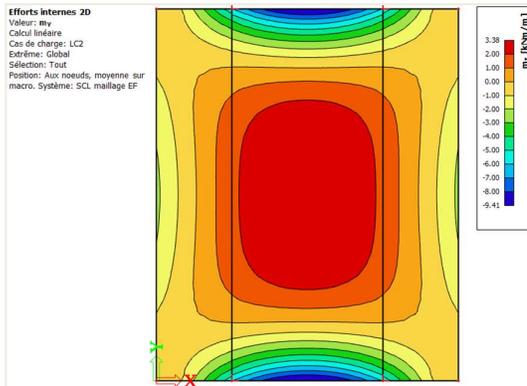
- « Direction longitudinale » :
La moyenne est faite dans la direction longitudinale de la bande de lissage. Si par exemple, la bande de lissage est dans la direction Y, la moyenne est alors faite pour m_y . Les valeurs m_y sont moyennées dans la direction x.



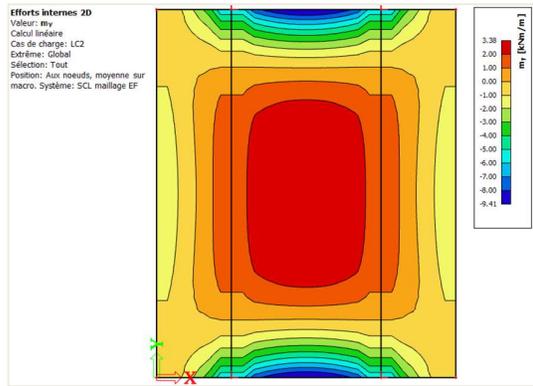
M_x



M_x + "Lissage des pointes"

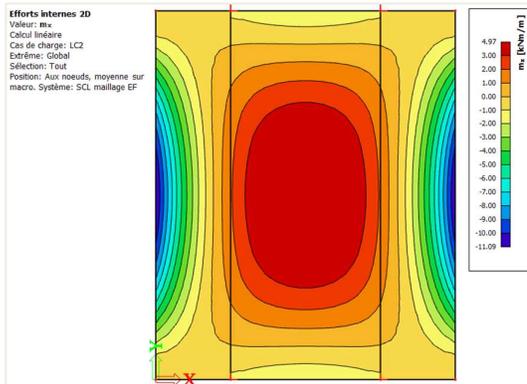


M_y

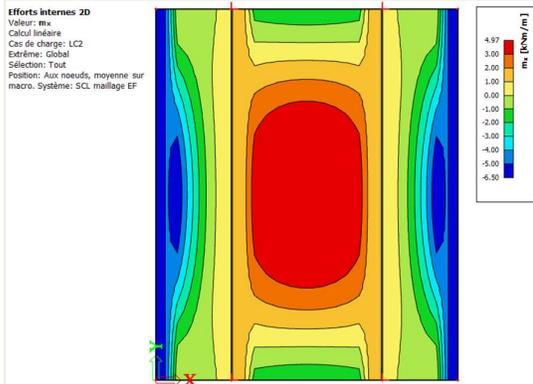


M_y + "Lissage des pointes"

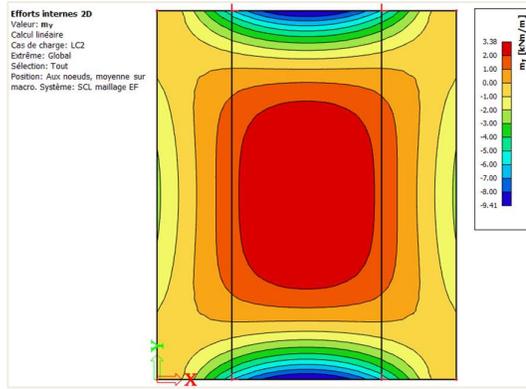
- « Direction transversale » :
La moyenne est faite perpendiculairement à la direction longitudinale de la bande de lissage. Si par exemple, la bande de lissage est dans la direction X, la moyenne est alors faite pour m_x . Les valeurs m_x sont moyennées dans la direction y.



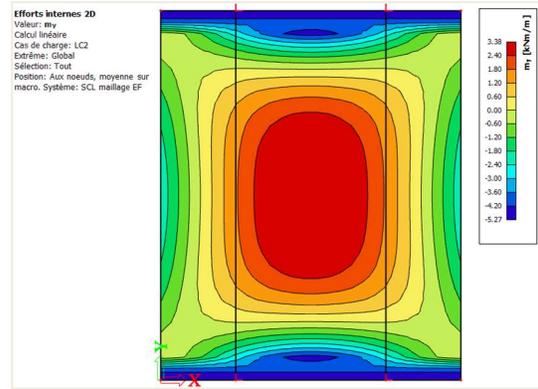
M_x



M_x + "Lissage des pointes"

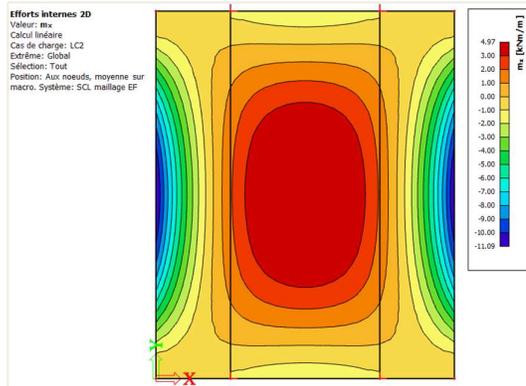


M_y

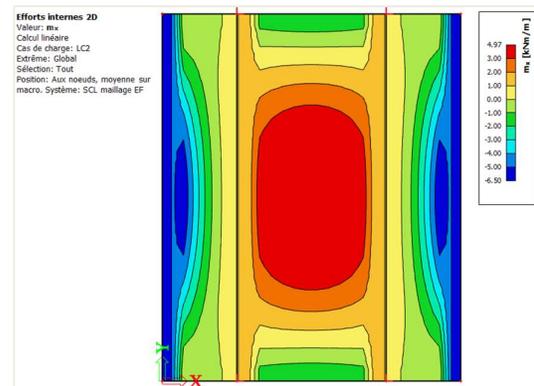


M_y + "Lissage des pointes"

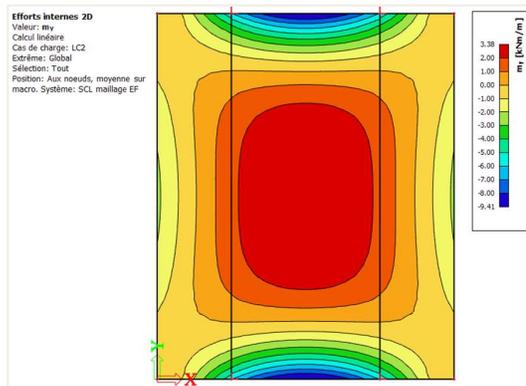
- « Les deux directions » :
La moyenne est faite dans les deux directions de la bande de lissage. Cela signifie que les valeurs sont moyennées pour m_x comme pour m_y dans la direction perpendiculaire à m_x et m_y .



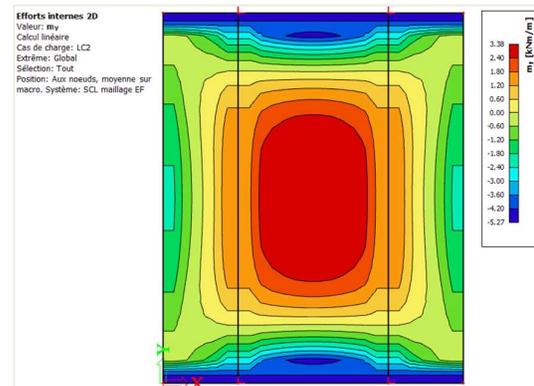
M_x



M_x + "Lissage des pointes"



M_y



M_y + "Lissage des pointes"

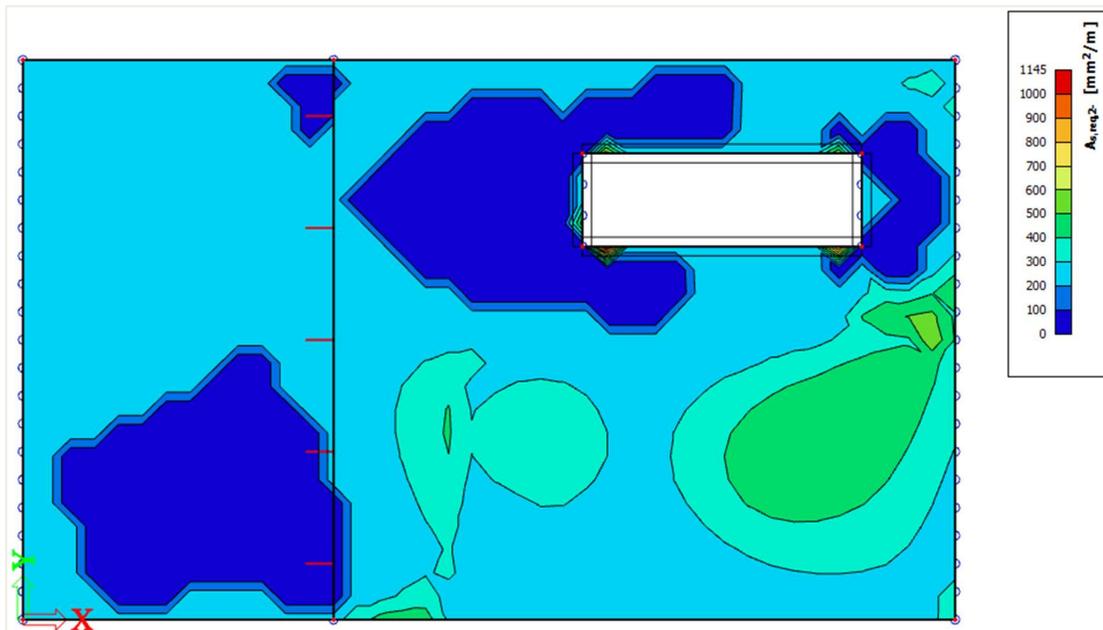
Pour activer l'option de lissage, il faut cocher « Lissage des pointes » dans le panneau de propriétés des résultats :

CAS DE RÉSULTAT	
Type de charge	Combinations
Combinaison	ELU-Set B (auto)
Enveloppe (pour dessin 2D)	Extrême absolu
Lissage des pointes	<input checked="" type="checkbox"/>
Position	Aux noeuds, moyenne sur macro
Système	SCL maillage EF
Extrême	Global
Type des valeurs	Valeurs de base
Valeur	m_x

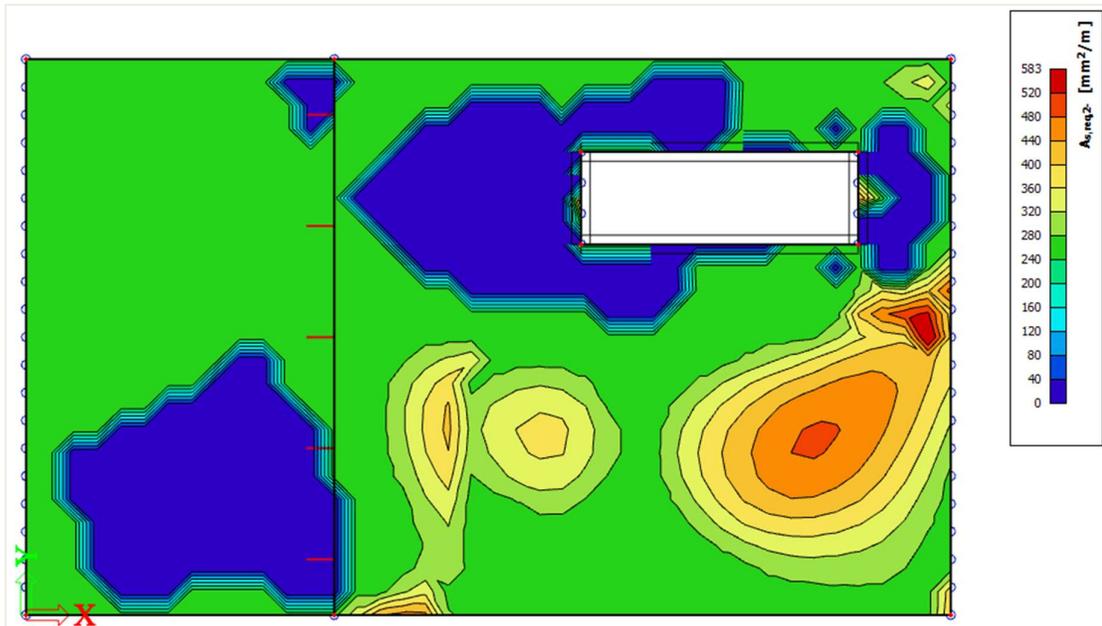
Exemple : « 4.2 – Lissage – Exemple.esa »

A titre d'exemple, appliquons des bandes de lissage autour de l'ouverture du modèle plaque utilisé précédemment, et regardons $A_{s,req,2}$:

- $A_{s,req,2}$ sans lissage de pointes :

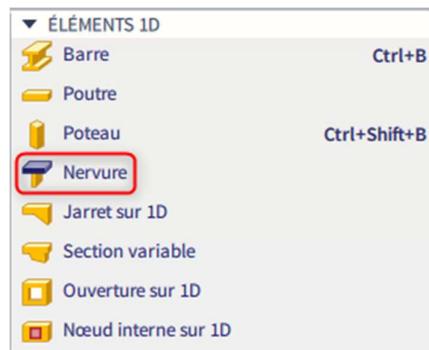


- $A_{s,req,2}$ avec lissage de pointes :



4.3. Nervure

Une nervure peut être ajoutée à une dalle par l'option « Nervure » dans les « Éléments 1D » du panneau de saisie :



On peut également utiliser l'option « Dalle nervurée » dans les « Éléments 2D » du panneau de saisie :



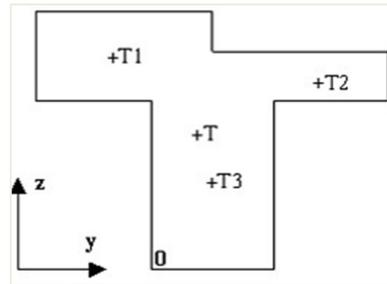
4.3.1. Résultats dans les nervures

Lorsqu'une nervure est présente dans une modélisation, alors une option « Nervure » est disponible dans les propriétés de résultats des éléments 1D et 2D. Cette option a une influence importante sur les résultats.

	Option « Nervure » activée	Option « Nervure » non activée
Résultats 1D		
Résultats 2D		

✚ Lien entre les efforts internes calculés pour la section entière en Té, et pour la poutre et la dalle séparément

Lorsque les efforts internes sont calculés dans une nervure, la section en Té de substitution est utilisée pour calculer les résultats. L'âme de cette section en Té est formée par la poutre-nervure elle-même, l'aile de la section en Té est faite avec la largeur efficace de la dalle. La largeur efficace de la dalle doit être utilisée pour déterminer les efforts internes de la dalle qui doivent être ajoutés aux efforts internes calculés dans la nervure elle-même.



- T est le centre de la section entière en Té de substitution.
- T₁ est le centre de la partie gauche de la largeur efficace.
- T₂ est le centre de la partie droite de la largeur efficace.
- T₃ est le centre de la nervure d'origine.

Les coordonnées des centres sont utilisées comme bras de levier dans les directions Y et Z :

Bras de levier $Z_1 = T_{1z} - T_z$	Bras de levier $Y_1 = T_{1y} - T_y$
Bras de levier $Z_2 = T_{2z} - T_z$	Bras de levier $Y_2 = T_{2y} - T_y$
Bras de levier $Z_3 = T_{3z} - T_z$	Bras de levier $Y_3 = T_{3y} - T_y$
Bras de levier $Z = T_z - 0_z$	Bras de levier $Y = T_y - 0_y$

Les efforts internes finaux dans la nervure peuvent être calculés par les formules ci-dessous :

$$N = N_{\text{poutre}} + N_{\text{dalle-gauche}} + N_{\text{dalle-droite}}$$

$$V_y = V_{y,\text{poutre}} + V_{y,\text{dalle-gauche}} + V_{y,\text{dalle-droite}}$$

$$V_z = V_{z,\text{poutre}} + V_{z,\text{dalle-gauche}} + V_{z,\text{dalle-droite}}$$

$$M_x = M_{x,\text{poutre}} + M_{x,\text{dalle-gauche}} + M_{x,\text{dalle-droite}}$$

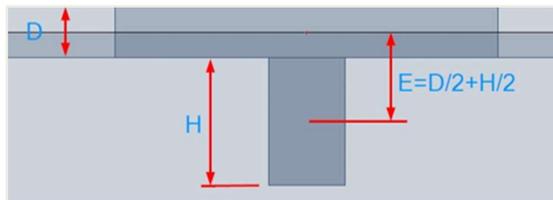
$$M_y = M_{y,\text{poutre}} + M_{y,\text{dalle-gauche}} + M_{y,\text{dalle-droite}} + N_{\text{dalle-gauche}} * Z_1 + N_{\text{dalle-droite}} * Z_2 + N_{\text{poutre}} * Z_3$$

$$M_z = M_{z,\text{poutre}} + M_{z,\text{dalle-gauche}} + M_{z,\text{dalle-droite}} + N_{\text{dalle-gauche}} * Y_1 + N_{\text{dalle-droite}} * Y_2 + N_{\text{poutre}} * Y_3$$

✚ **Pourquoi apparaît-il un effort normal dans la nervure ?**

Exemple : « 4.3 – Nervure avec BR.esa »

SCIA Engineer intègre les nervures comme des poutres excentrées liées aux dalles. L'excentricité est calculée à partir de la moitié de l'épaisseur de la dalle et la moitié de la hauteur de la section de la poutre.



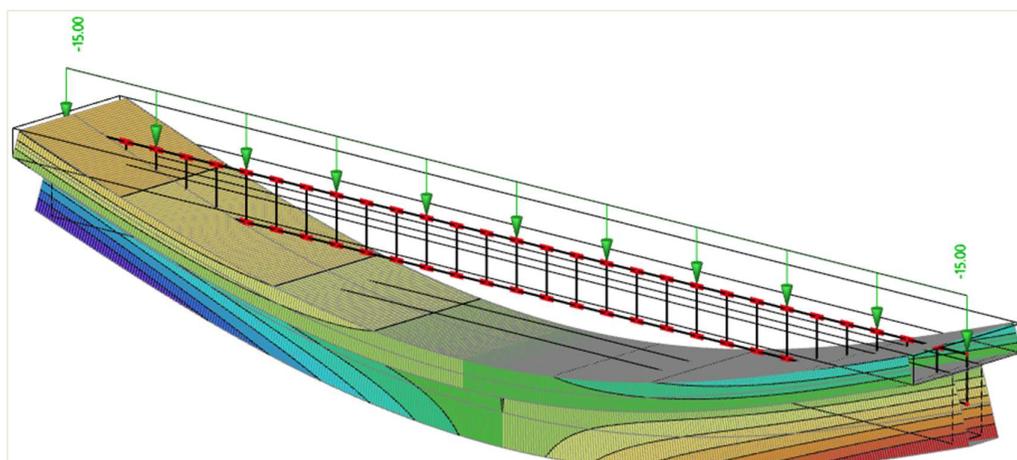
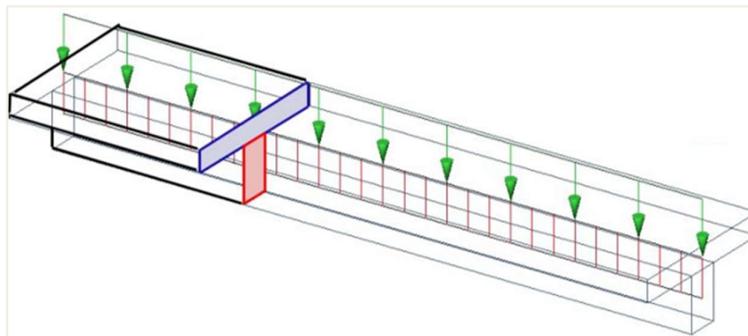
Lors de la définition de la section de la poutre, la hauteur est définie comme la distance entre le bas de la dalle et le bas de la poutre. Dans l'image ci-dessus, la hauteur est notée « H ».

A cause du décalage de l'axe neutre, les efforts internes dans le système entier sont modifiés. Dans un simple système soumis à un moment de flexion, on obtient un moment fléchissant interne et un effort normal.

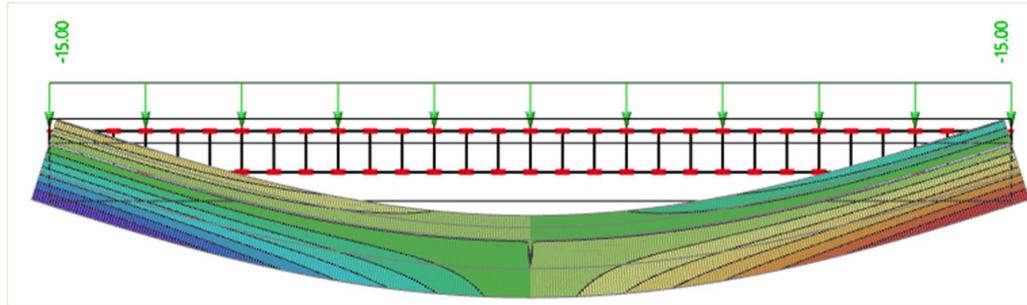
Généralement, si la poutre est sous la dalle, on obtient de la compression dans la dalle et de la traction dans la poutre.

La poutre excentrée entraîne des efforts normaux dans la dalle. Cela provient de la déformation du système (dalle + poutre). L'image montre la déformation horizontale « u_x » pour expliquer graphiquement le comportement du système.

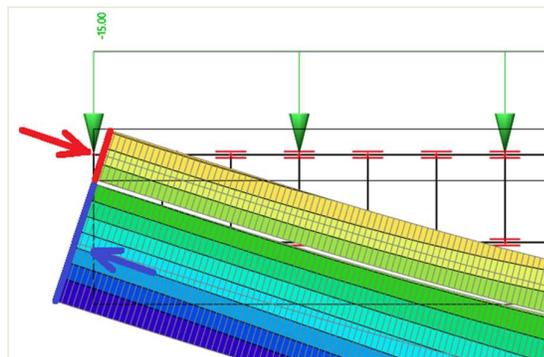
Ce système est composé de deux poutres de section rectangulaire connectées par des bras rigides. Le déplacement horizontal de l'appui est libre pour éviter toute contrainte.



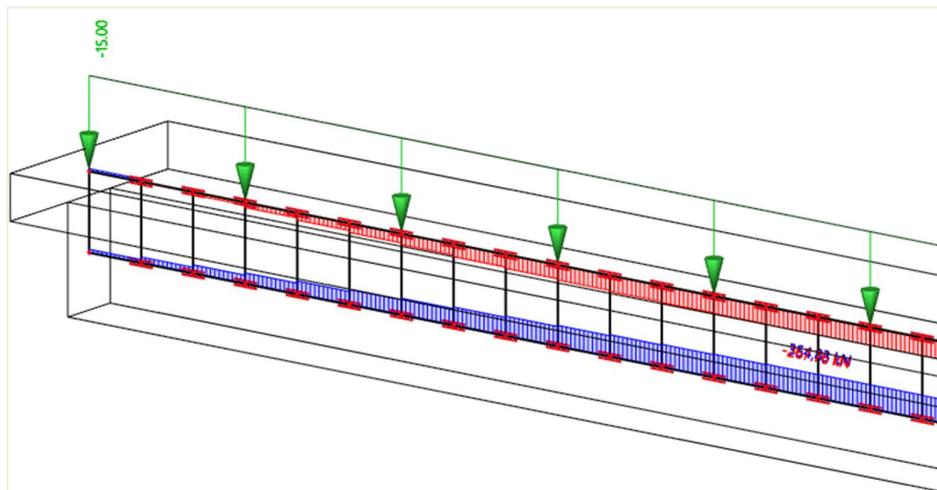
La déformation horizontale vue de face :



Si on regarde le début de la poutre, on peut voir la compression dans la dalle et la traction dans la poutre :



Bien entendu, le système entier doit être en équilibre et l'ensemble des efforts normaux, c'est-à-dire la somme des efforts normaux dans la dalle et dans la poutre, doit être nul :



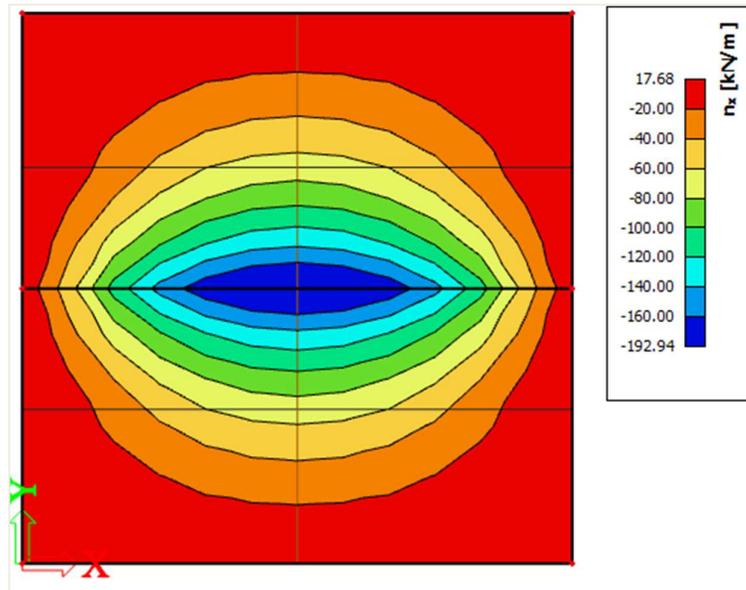
Dans notre modèle, nous n'avons qu'une seule poutre et tous les efforts internes de la partie supérieure sont intégrés dans l'effort normal de la nervure. Concrètement, la largeur efficace de la dalle est plus petite que la largeur entière de la dalle. Exceptionnellement, on peut s'arranger pour avoir les nervures de manière à ce qu'il n'y ait aucun décalage avec les largeurs efficaces, et dans ce cas particulier tous les efforts internes dans la dalle peuvent être résumés dans la nervure. Cela n'est possible que dans le cas où la distance entre les nervures est plus petite ou égale à la largeur efficace de la dalle calculée selon la norme.

✚ **Comportement d'une nervure dans une dalle large**

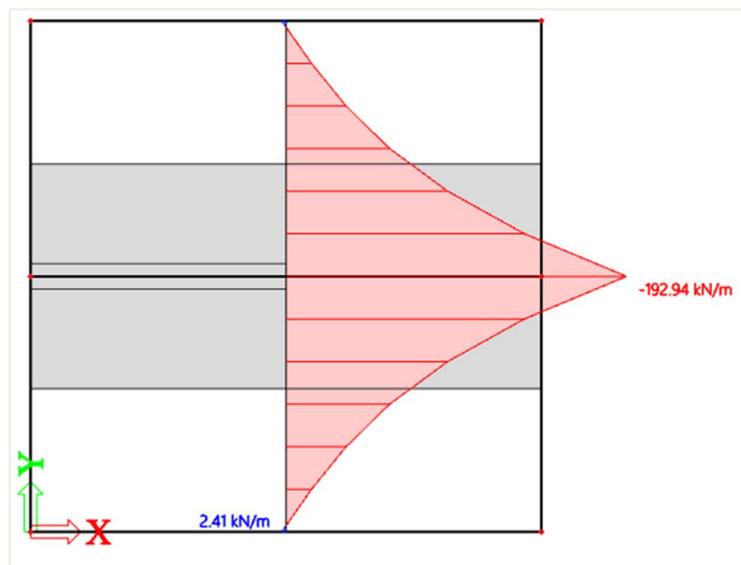
Exemple : « 4.3 – Nervure de dalle.esa »

On peut maintenant réfléchir à un système où la largeur de la dalle est plus grande que la largeur efficace de la dalle. La condition d'équilibre doit être remplie. Si on intègre tous les efforts normaux dans la dalle entière et dans la poutre, on obtiendra bien sûr une valeur nulle.

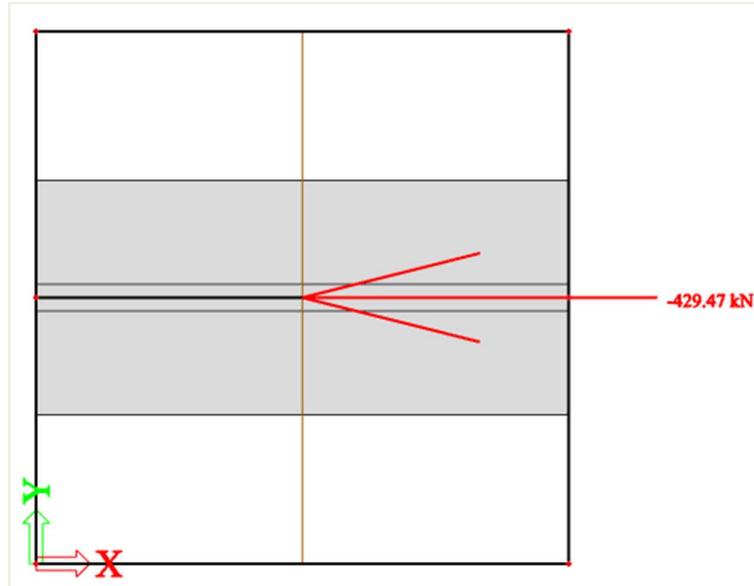
Concernant la répartition de l'effort normal dans la dalle, cela est indépendant de la largeur efficace de la dalle. Seules les rigidités de la dalle et de la poutre sont responsables de la manière dont sont répartis les efforts internes.



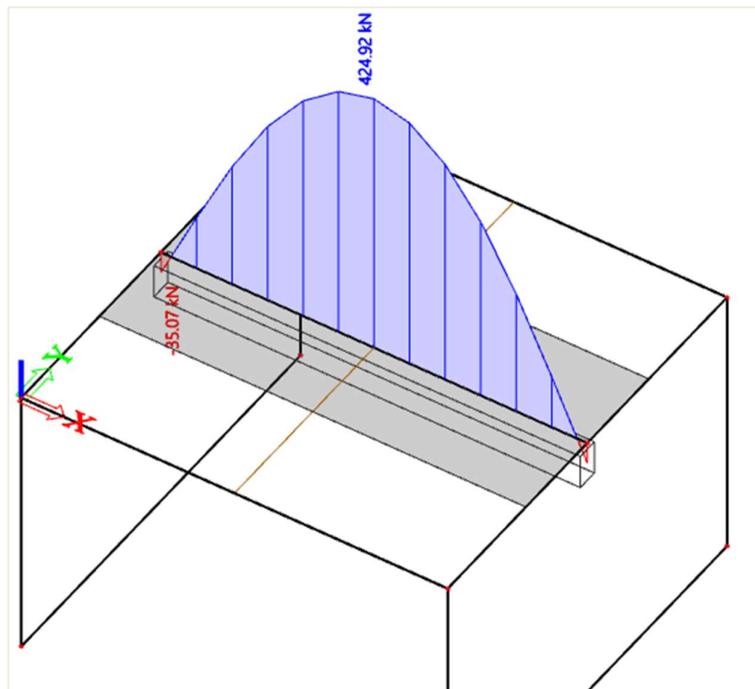
Ci-dessous une coupe au milieu de la dalle montrant la répartition de l'effort normal :



On peut intégrer les efforts normaux dans la section à travers toute la largeur de la dalle.
On obtient -429,47kN :



Comparons avec l'effort normal dans la poutre, qui est de 424,92kN.
On peut alors noter que le système est en équilibre.
La petite différence provient de la taille des éléments finis.



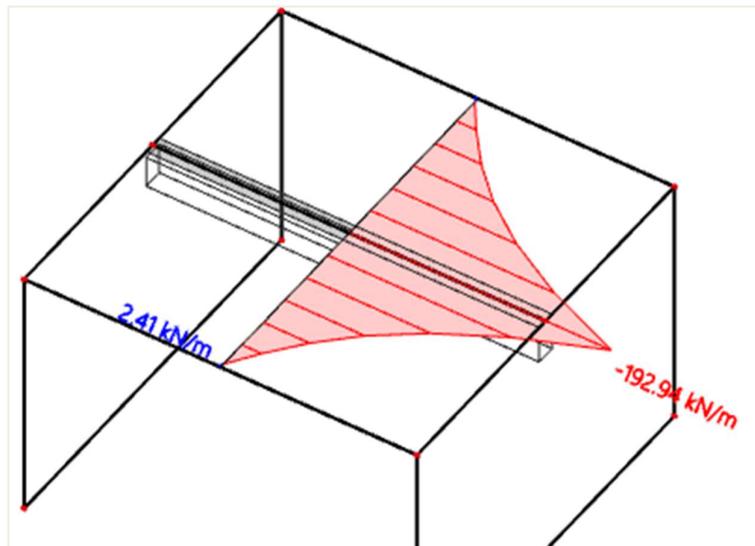
✚ **Comparaison des différentes largeurs efficaces**

Exemple : « 4.3 – Nervure de dalle.esa »

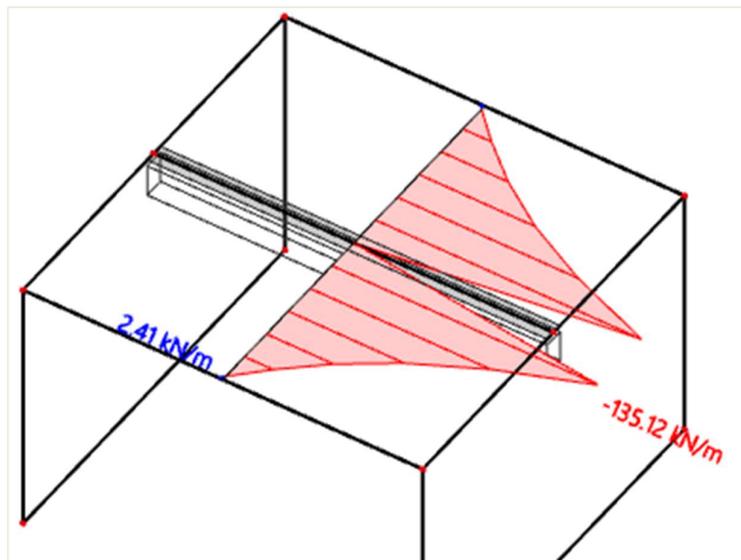
Cependant, si on étend la largeur efficace de la dalle à la largeur de la dalle tout entière, les efforts internes dans la dalle et la concentration dans la poutre seront alors négligés. (En fait, il y a deux valeurs limites : la largeur efficace minimale est égale à la largeur de la poutre, et la maximale est égale à la largeur totale de la dalle).

Les efforts internes dans la dalle sont exclus de la dalle et intégrés dans une nouvelle section en T virtuelle. Cette section virtuelle consiste en la largeur efficace de la dalle et la poutre.

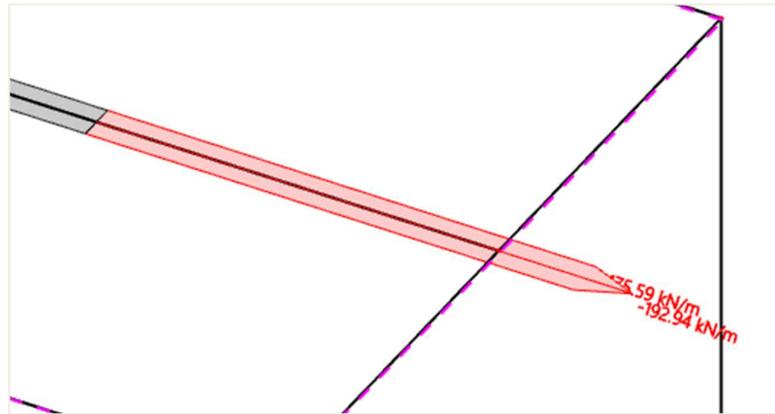
Concernant la répartition de l'effort normal dans la dalle, on peut noter que la répartition est égale à celle dans les images du paragraphe précédent, où la largeur efficace de la dalle était définie selon la norme.



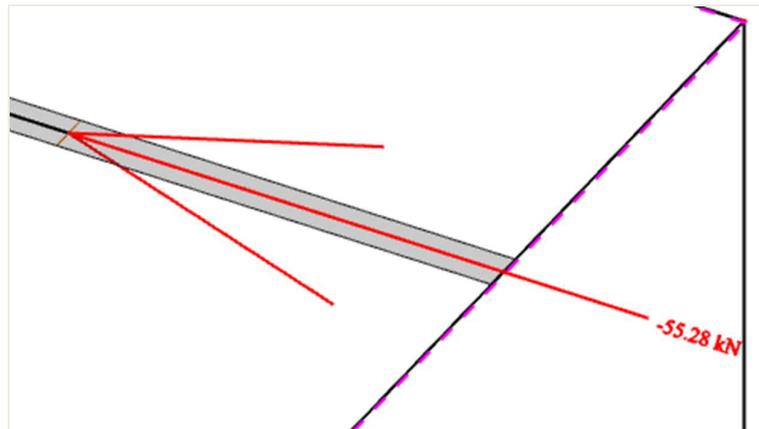
Dans l'image ci-dessous, on peut voir l'effort normal après que les efforts dans la largeur efficace de la dalle aient été exclus de la dalle. Dans SCIA Engineer, cela peut se faire en cochant l'option « Nervure » dans le panneau de propriétés des résultats.



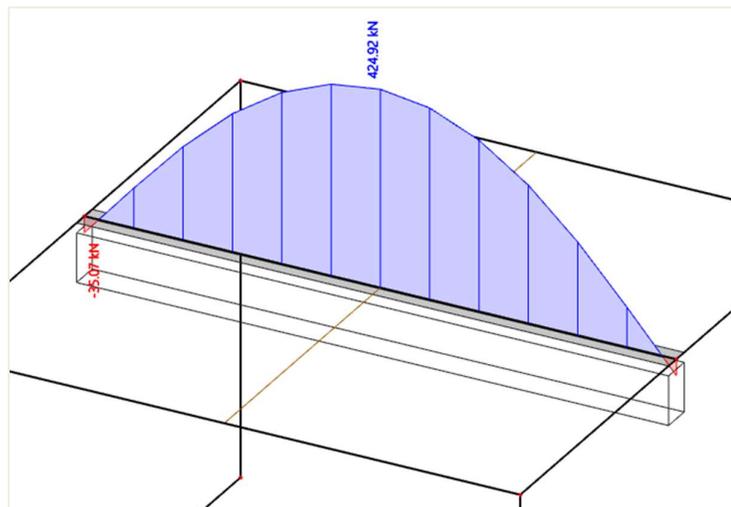
Ces efforts normaux dans la largeur efficace de la dalle peuvent être intégrés :



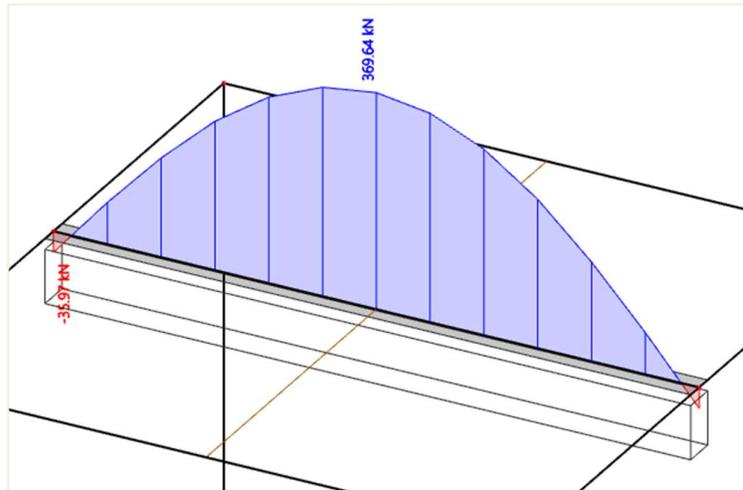
Nous obtenons un effort normal égal à 55,28kN, qui se trouve dans la dalle. L'effort normal total dans la dalle était de 424,92kN. Nous avons donc, dans la partie extérieure à la largeur efficace, un effort normal égal à $424,92 - 55,28 = 369,64\text{kN}$.



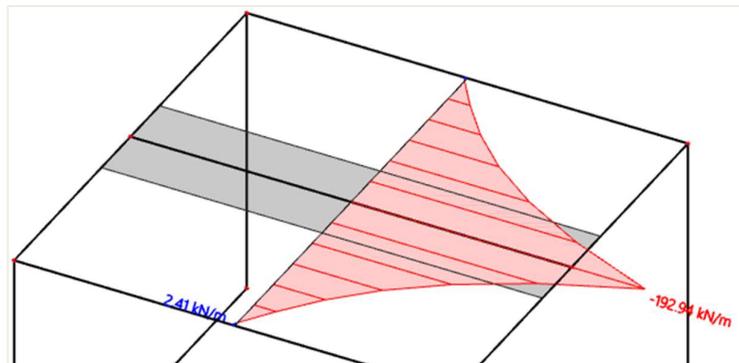
Dans la poutre, nous avons toujours les mêmes 424,92kN (les éventuelles différences avec les images précédentes proviennent de la taille des éléments finis 2D) :



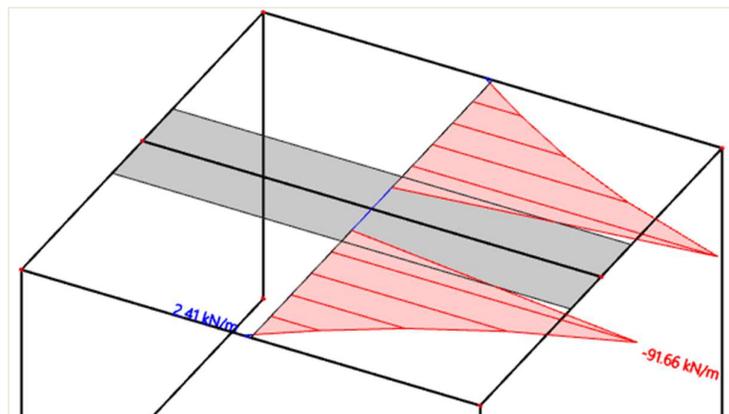
Si l'on crée la somme des efforts normaux intégrés dans la dalle et dans la poutre, nous obtenons $424,92 - 55,28 = 369,64\text{kN}$:



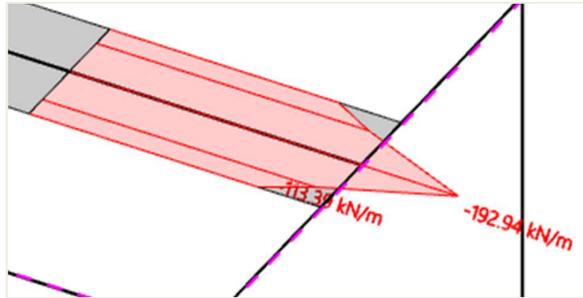
Regardons ce qu'il se passe si nous augmentons la largeur efficace de la dalle à 1500mm. Cela provient de la formule suivante : $2 * (0,1 * L) + b_w = 2*0,6 + 0,3$



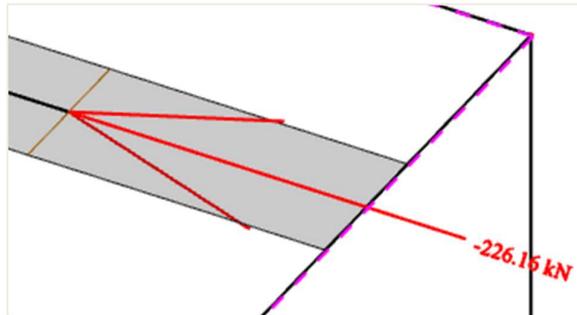
Comme on peut le voir, l'effort normal dans la dalle reste le même. Cela est normal, car la largeur efficace de la dalle n'a aucune influence sur la répartition de l'effort normal dans le calcul EF. Cela affecte uniquement le découpage des efforts après le calcul entre la dalle et la section virtuelle en Té. La section de la largeur efficace de la dalle sera supprimée de la dalle et les efforts seront intégrés dans la section en Té. Les efforts internes hors à l'extérieur de la dalle resteront dans la dalle.



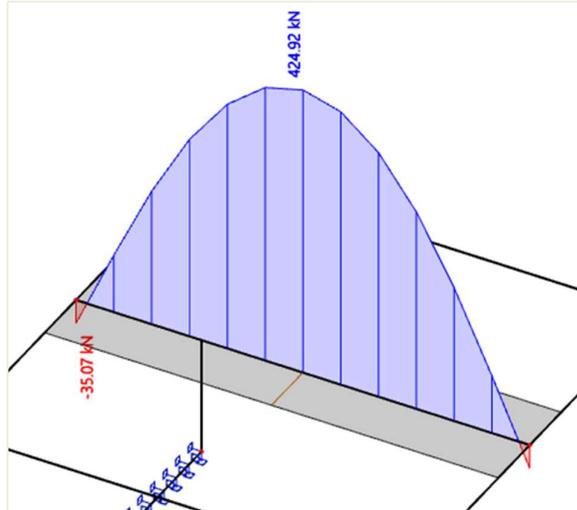
Ces efforts internes seront transférés à la section en T.



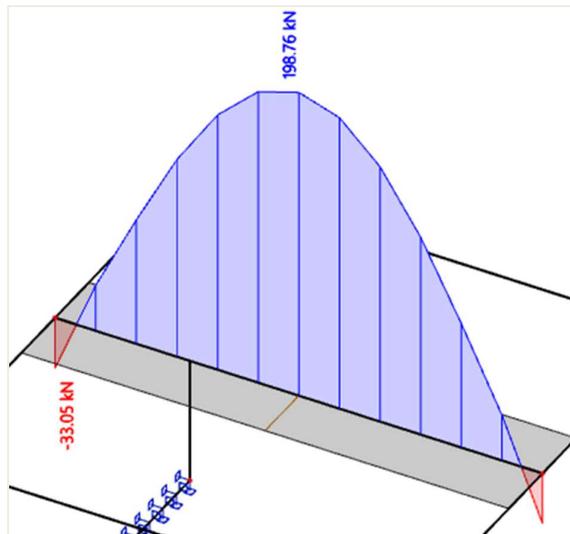
Si nous intégrons les efforts normaux, nous obtenons 226kN :



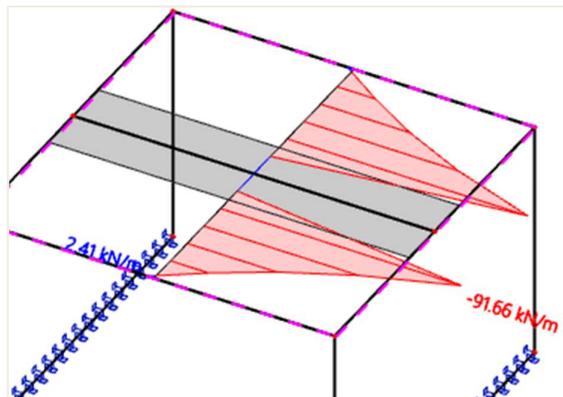
Dans la section rectangulaire sous la dalle, nous avons les 424,92kN d'origine :



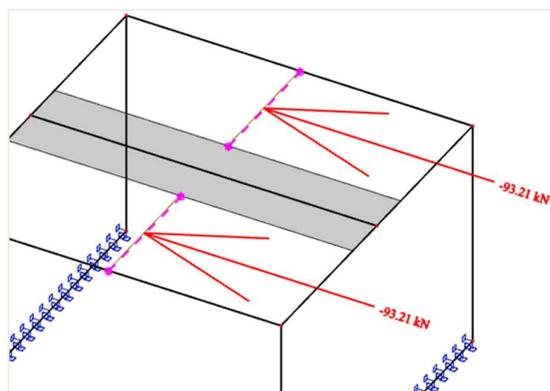
Si nous réduisons l'effort normal de la poutre de 226kN, qui est la somme des efforts normaux de la largeur efficace de la dalle, nous obtenons 198kN :



L'effort normal à l'extérieur de la largeur efficace reste dans la dalle.



Si nous intégrons les efforts (droite et gauche) à l'extérieur de la largeur efficace, nous obtenons un effort normal égal à 186,4, qui est en équilibre avec la traction dans la nervure en tant que section en T.



4.3.2. Rigidité des nervures dans le calcul de la CDD

Le calcul de la rigidité de la nervure dépend de l'option « **Nervure** » :

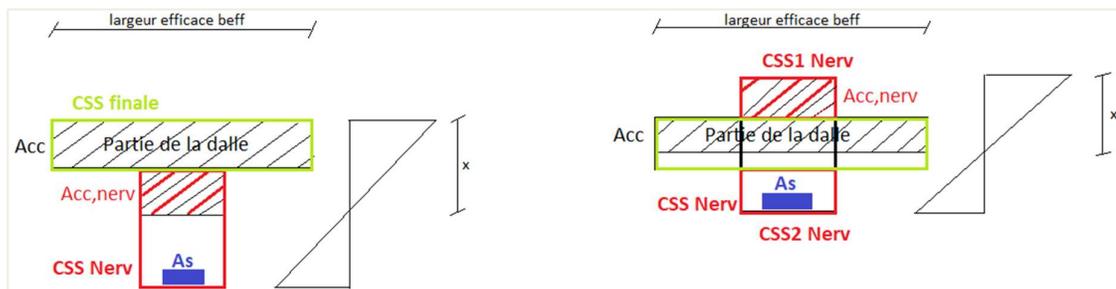
- **Option « Nervure » non activée**

Les rigidités de la poutre et de la dalle seront calculées séparément. Si du ferrailage est présent dans la dalle, il n'est pas pris en compte dans le calcul de la rigidité de la dalle.

- **Option « Nervure » activée**

1) L'équilibre pour la section finale est calculée pour chaque combinaison dangereuse et pour chaque type de rigidité.

2) La rigidité de la nervure, qui ne prend en compte que la section de la nervure, est calculée avec la hauteur de la zone de compression à partir de l'équilibre de la totalité de la section finale. Les rigidités sont calculées au centre de gravité de la section finale transformée.



3) La rigidité de l'élément 2D en dehors de la largeur efficace est calculée par la procédure standard. La rigidité de l'élément 2D à l'intérieur de la largeur efficace est calculée dans deux directions : la direction de la nervure ($\alpha_{nervure}$) et la direction perpendiculaire à la nervure ($\alpha_{nervure} + 90$).

4) La rigidité perpendiculaire à la nervure est calculée par la procédure standard.

5) La rigidité dans la direction de la nervure est calculée selon la procédure suivante :

- Le ferrailage 1D qui est calculé ou saisi sur une partie de la dalle de la section finale est pris en compte dans le calcul de la rigidité de l'élément 2D. Ce ferrailage est transformé en ferrailage 2D et est ajouté au ferrailage 2D standard.
- Les rigidités non fissurées (EA_I , $EI_{y,I}$, $EI_{z,I}$) seront calculées pour l'épaisseur totale de l'élément 2D avec ferrailage 2D standard (requis / défini / utilisateur) et avec le ferrailage transformé de l'élément 1D. La rigidité est calculée au centre de gravité de la section non fissurée transformée.
- La rigidité fissurée est calculée dans le cas où : $\sigma_{ct} \leq \sigma_{cr}$. Les rigidités (EA_{II} , $EI_{y,II}$, $EI_{z,II}$) seront calculées en prenant en compte les paramètres du calcul de l'élément 1D qui est plus proche du centre de gravité de l'élément 2D. La hauteur de la zone de compression est calculée selon la formule :

$$x_s = \frac{A_{cc} - A_{cc,nervure}}{b_{eff}}$$

Avec :

A_{cc} : aire en compression de la totalité de la section en inertie fissurée

$A_{cc,nervure}$: aire en compression de la nervure en inertie fissurée

b_{eff} : largeur efficace de la dalle pour les contrôles

σ_{ct} : résistance en traction maximale calculée pour la section finale (nervure + partie de la dalle) et pour la combinaison caractéristique.

La rigidité est calculée au centre de gravité de la section fissurée transformée.

- La rigidité moyenne sera calculée à partir des rigidités fissurées et non-fissurées en utilisant le coefficient de répartition, lui-même calculé à partir des contraintes issues de la section entière de l'élément 1D qui se trouve proche du centre de gravité de l'élément 2D.

Rigidité de flexion autour de l'axe y :

$$(EI_y) = \frac{1}{\left[\frac{\zeta}{(EI_y)_{II}} + \frac{1-\zeta}{(EI_y)_{I}} \right]}$$

Rigidité de flexion autour de l'axe z :

$$(EI_z) = \frac{1}{\left[\frac{\zeta}{(EI_z)_{II}} + \frac{1-\zeta}{(EI_z)_{I}} \right]}$$

Rigidité axiale :

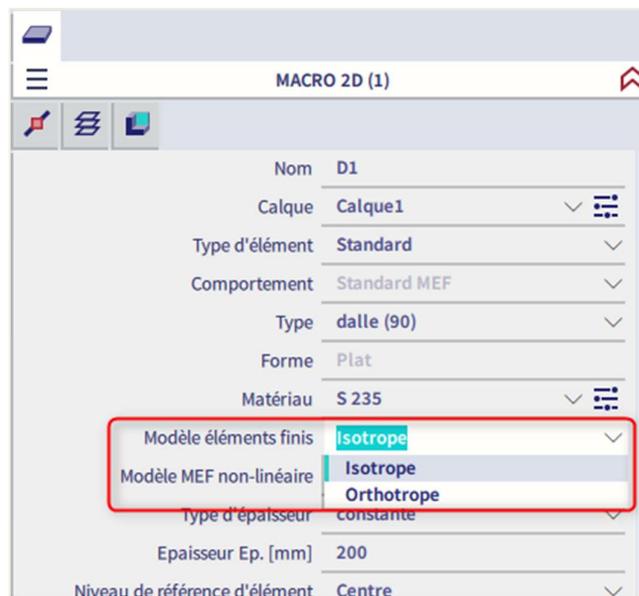
$$(EA) = \frac{1}{\left[\frac{\zeta}{(EA)_{II}} + \frac{1-\zeta}{(EA)_{I}} \right]}$$

4.4. Orthotropie

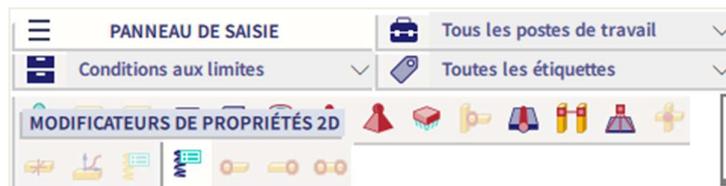
Dans la pratique de l'ingénierie, il est courant de devoir calculer une dalle (ou un voile) avec des caractéristiques différentes (rigidité) dans les directions longitudinales et transversales, et avoir des comportements différents dans ces deux directions. Un tel comportement provient de la géométrie (par exemple une dalle nervurée) ou d'hypothèses physiques pour une situation particulière, par exemple lors de la détermination des déformations dans une plaque fissurée ou encore lors de l'exclusion d'éléments verticaux d'un système de rigidités horizontales (par exemple les voiles en maçonnerie).

A chaque fois que vous avez besoin d'ajuster le modèle EF pour obtenir un tel comportement dans SCIA Engineer, les propriétés orthotropiques peuvent être utilisées. Ces propriétés orthotropiques peuvent être définies de deux manières :

- Orthotropie dans les propriétés d'un élément 2D



- Modificateur de propriétés

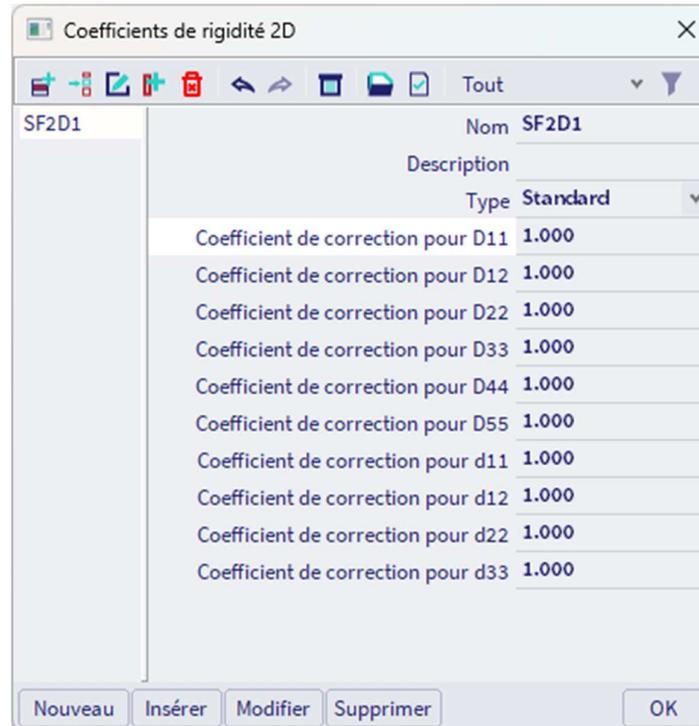


La différence se trouve dans la façon de saisir les données. Dans le cas de l'orthotropie dans les propriétés d'éléments 2D, les rigidités sont définies directement, alors que dans le modificateur de propriétés, un coefficient est défini par lequel les rigidités isotropiques sont multipliées.

Le modificateur de propriétés est un peu plus flexible dans le sens où il ne dépend pas directement des propriétés de la partie modifiée. Si l'utilisateur souhaite définir une dalle tendue dans une seule direction, alors cela est possible d'être fait pour une plaque d'épaisseur 20cm et aussi pour une plaque d'épaisseur 30cm en

utilisant les mêmes valeurs. Les propriétés orthotropiques des éléments 2D, quant à elles, nécessitent de définir séparément les propriétés pour chacune des dalles (celle de 20cm et celle de 30cm).

D'un autre côté, les propriétés orthotropiques des éléments 2D ont aussi leurs avantages. Elles peuvent être paramétrées, et le programme inclue une panoplie de générateurs pour aider l'utilisateur dans la saisie. Il est toutefois important de comprendre chaque paramètre orthotropique. Les rigidités sont définies par des paramètres qui commencent par « D » ou « d ». Les modificateurs de propriétés demandent les paramètres suivants pour un élément coque :

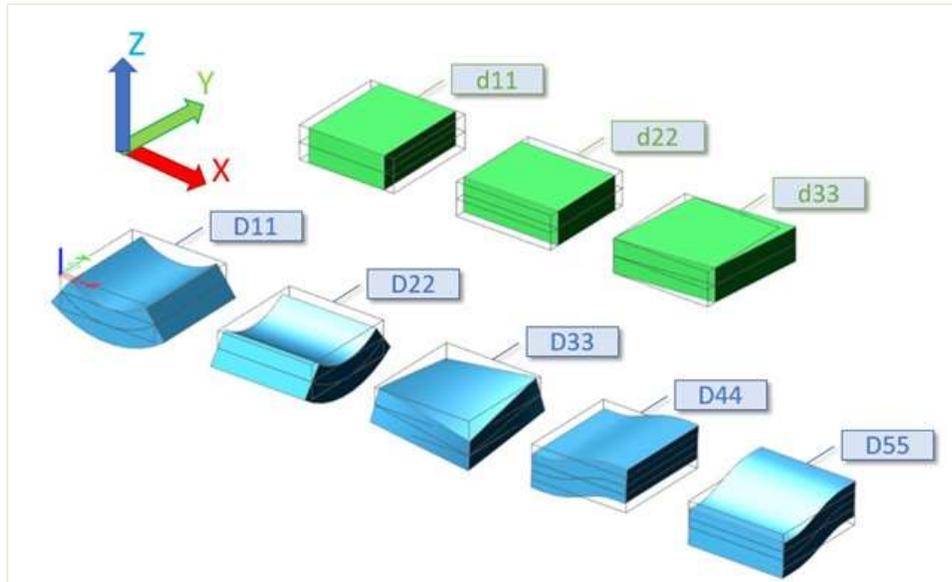


Les paramètres qui commencent par « D » représentent les rigidités de plaque.
Les paramètres qui commencent par « d » représentent les rigidités de membrane.

La direction est dérivée de la direction du système de coordonnées locales.

- D11 : rigidité de flexion dans la direction « x » (flexion)
- D22 : rigidité de flexion dans la direction « y »
- D12 : rigidité mixte de D11 et de D22 (contraction transversale)
- D33 : rigidité de torsion
- D44 : rigidité en cisaillement dans la direction « x »
- D55 : rigidité en cisaillement dans la direction « y »
- d11 : rigidité normale de membrane dans la direction « x » (allongement)
- d22 : rigidité normale de membrane dans la direction « y »
- d12 : rigidité mixte de d11 et de d22 (contraction transversale)
- d33 : rigidité en cisaillement de membrane

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ T_x \\ T_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & & \\ D_{21} & D_{22} & 0 & & \\ 0 & 0 & D_{33} & & \\ & & & D_{44} & 0 \\ 0 & & & 0 & D_{55} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_{xx} \\ w_{yy} \\ 2w_{xy} \\ w_x + \varphi_y \\ w_y - \varphi \end{bmatrix}$$



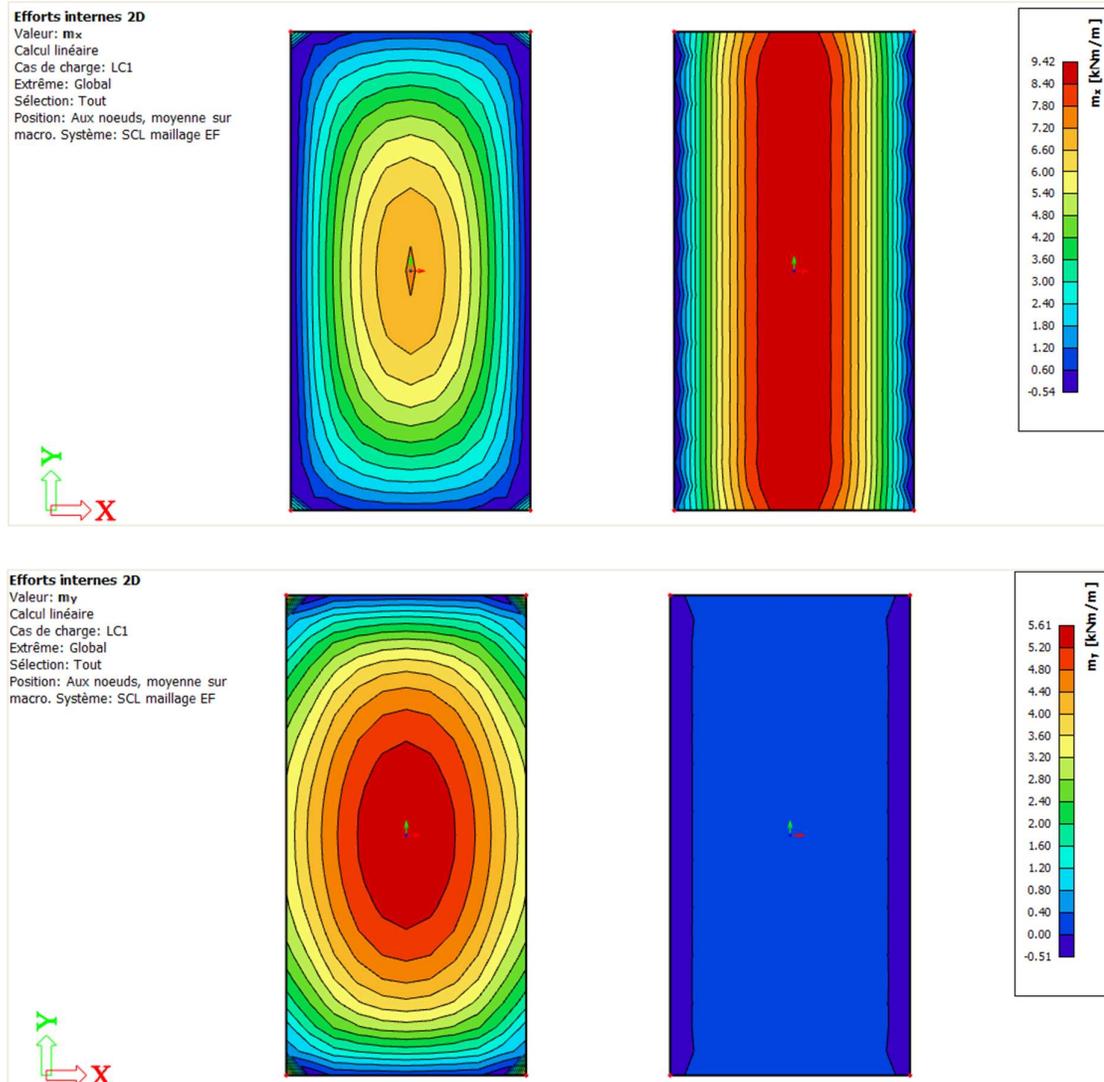
Dans le cas d'une simple plaque isotrope, la rigidité peut être exprimée en utilisant les formules ci-dessous :

Direction de plaque	Rigidité de membrane
$D_{11} = D_{22} = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$	$d_{11} = d_{22} = \frac{E \cdot h}{1 - \nu^2}$
$D_{12} = \nu \cdot \sqrt{D_{11} \cdot D_{22}}$	$d_{12} = \nu \cdot \sqrt{d_{11} \cdot d_{22}}$
$D_{33} = G \cdot \frac{h^3}{12}$	$d_{33} = \frac{1}{2} \cdot (1 - \nu) \cdot \sqrt{d_{11} \cdot d_{22}}$
$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$	
$D_{44} = D_{55} = G \cdot h$	

✚ Comment modéliser une dalle portant dans une seule direction dans SCIA Engineer

Une dalle unidirectionnelle est une dalle qui porte les charges dont une seule direction principalement. Ce peut être une dalle sur deux appuis, ou bien une dalle sur 4 appuis mais pour laquelle la plus grande portée L_y est au moins deux fois plus grande que la plus petite portée L_x . Le calcul d'une dalle unidirectionnelle entrainera un ferrailage principalement dans la direction porteuse.

Dans un logiciel EF comme SCIA Engineer, lorsque la dalle est sur 4 appuis, alors le logiciel la considérera par défaut comme une dalle bidirectionnelle. Comme aucune direction principale n'est prédéfinie pour la portance de la charge, la rigidité en flexion de la dalle participera dans les deux directions x et y. Dans SCIA Engineer, l'utilisateur peut facilement définir une dalle unidirectionnelle.

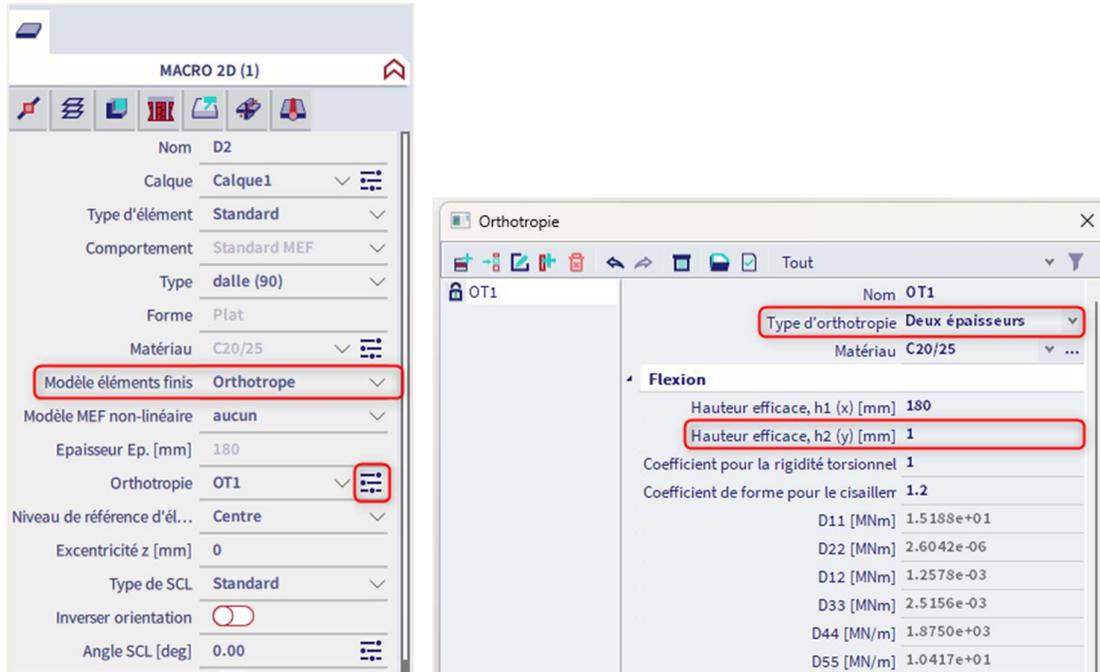


Moments de flexion d'une dalle bidirectionnelle (à gauche) et d'une dalle unidirectionnelle (à droite)

Dans SCIA Engineer, la saisie d'une dalle unidirectionnelle peut se faire avec les propriétés orthotropiques. Deux types peuvent être utilisés et sont explicités ci-après.

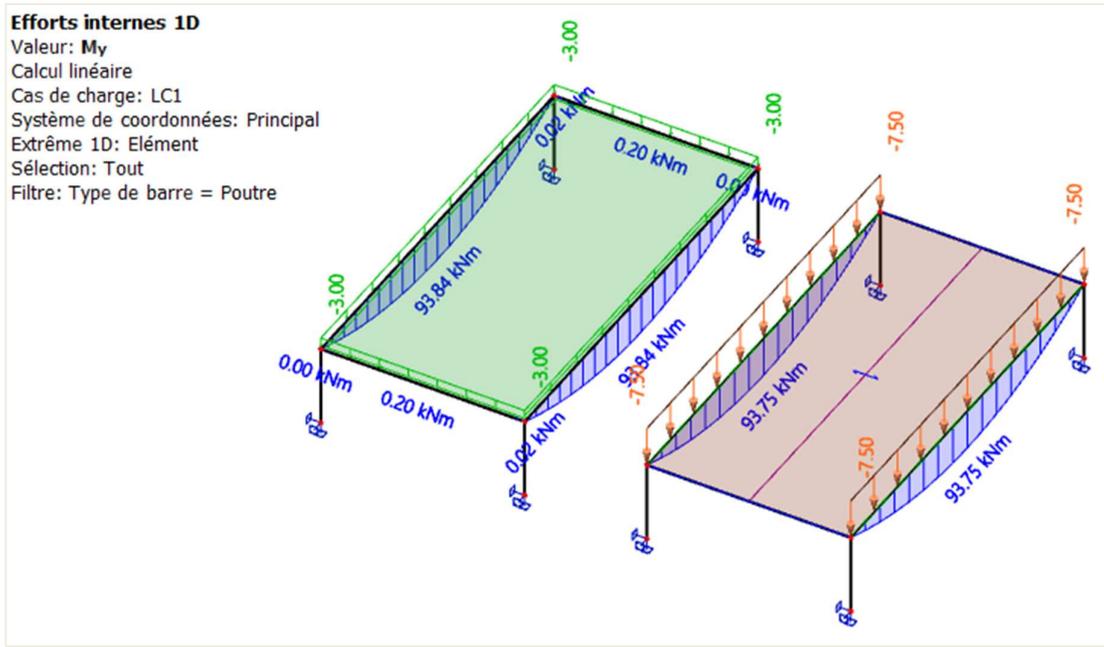
✚ Dalle unidirectionnelle en utilisant le type d'orthotropie « Deux épaisseurs »

L'exemple est une dalle portée par des poutres et poteaux. Dans les propriétés de la dalle, modifier la propriété « Modèle éléments finis » sur « Orthotrope », éditer les propriétés orthotropiques et sélectionner le type « Deux épaisseurs ». Les données à saisir sont l'épaisseur de la dalle pour le calcul de la rigidité en flexion dans la direction x, h_1 , et dans la direction y, h_2 . Pour une dalle portant principalement dans la direction x (plus petite portée dans l'exemple), h_1 doit être égale à l'épaisseur réelle de la dalle (180mm) et h_2 (épaisseur dans la direction y) doit être réduit.



Paramètres pour une dalle unidirectionnelle en utilisant le type d'orthotropie « Deux épaisseurs ».

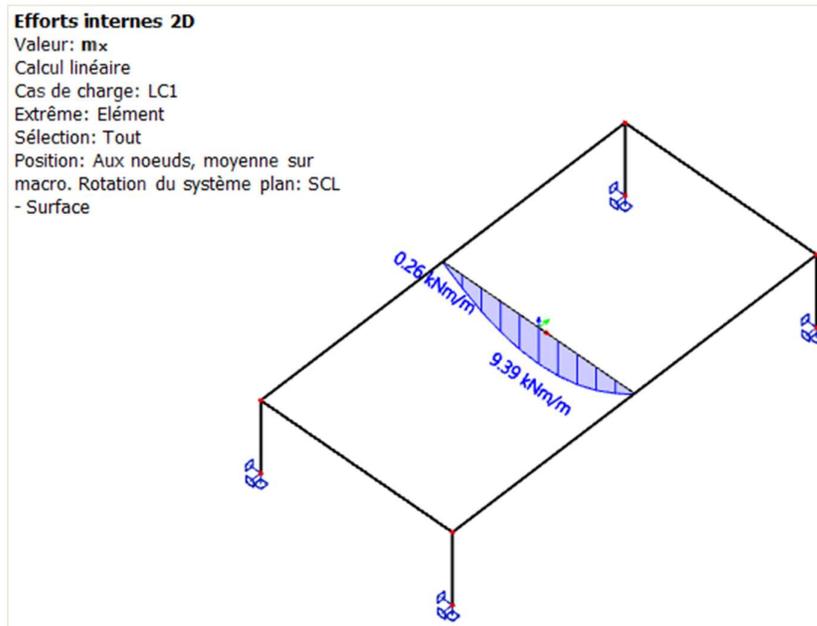
Il n'y a pas de règle particulière pour la valeur de h_2 . Avec des valeurs plus petites pour h_2 , les résultats seront proches de la répartition de la charge suivante :



Moments de flexion
 d'une dalle bidirectionnelle (à gauche) et d'un panneau unidirectionnel (à droite)

Le moment résultant m_x dans la dalle est proche d'une simple poutre de 1m de large :

$$m_x = \frac{q * L_x^2}{8} = \frac{3 * 5^2}{8} = 9,4 \text{ kN.m/ml}$$

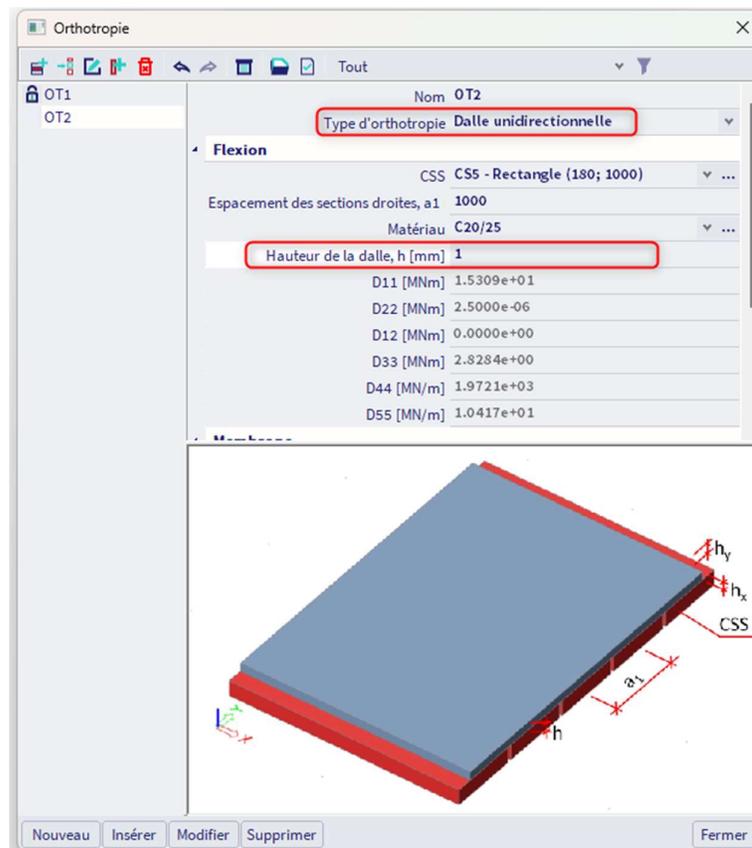


Moments de flexion m_x d'une dalle uni-directionnelle

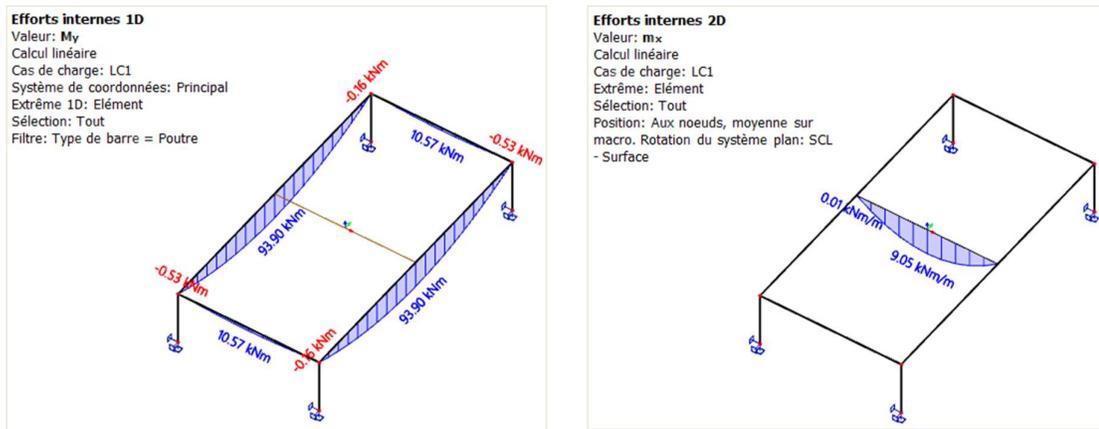
✚ **Dalle unidirectionnelle en utilisant le type d'orthotropie « Dalle unidirectionnelle »**

Ce type d'orthotropie nécessite de définir trois paramètres, et peut également être utilisée pour modéliser des dalles alvéolaires : la section de la poutre équivalente, l'espacement utilisé pour le calcul de la rigidité en flexion dans la direction 1 (ou x), et la hauteur de la chape de béton (« h ») utilisée pour le calcul de la rigidité en flexion dans la direction 2 (ou y). Pour modéliser une dalle unidirectionnelle, une petite valeur de « h » peut être utilisée. Toutefois, ayez bien conscience que « h » est aussi utilisé pour le calcul du poids propre de la dalle.

Pour la section équivalente, une forme de dalle équivalente est utilisée : « épaisseur de la dalle » * « largeur de la poutre », c'est-à-dire 180*1000mm. Pour le paramètre d'espacement, comme la dalle est pleine, la même valeur que pour la largeur de la poutre est utilisée, c'est-à-dire 1000mm.



Paramètres pour une dalle unidirectionnelle en utilisant le type d'orthotropie « Dalle unidirectionnelle ».



Moments de flexion dans les poutres porteuses et dans la dalle unidirectionnelle en utilisant le type d'orthotropie « Dalle unidirectionnelle ».

Pour de petites valeurs de h_2 ou de h , les deux types donnent des résultats similaires pour le moment de flexion dans la direction porteuse et pour les charges transférées aux poutres porteuses.

Cela dit, il reste quelques différences entre les deux types d'orthotropie. Tout d'abord, l'utilisation du type « Dalle unidirectionnelle » peut conduire à des valeurs plus grandes du moment de flexion dans les poutres secondaires (parallèles à la direction porteuse). Cela est dû au moment de torsion de la plaque (D33) qui est différent entre les deux types. Ensuite, toujours avec le type « Dalle unidirectionnelle », le poids propre de la dalle est calculé uniquement à partir de l'épaisseur de la chape de béton « h ». Le poids total de la dalle n'est alors pas comptabilisé et l'utilisateur doit ajouter manuellement la partie manquante du poids propre dans un cas de charges permanent.