

SSLS134 - Ferrailage selon la méthode de Capra et Maury : calcul analytique

Résumé :

Ce test concerne la vérification analytique des densités de ferrailage calculées à l'aide de l'opérateur `CALC_FERRAILAGE`.
Plusieurs cas de chargements sont étudiés à l'ELS et à l'ELU.

1 Problème de référence

1.1 Géométrie

On considère une plaque carrée de côté 1 m et d'épaisseur $0,2\text{ m}$.

1.2 Propriétés du matériau

Néant.

1.3 Conditions aux limites et chargements

Il n'y a pas réellement de calcul mécanique.

On s'arrange pour que le champ d'efforts dans la plaque corresponde à l'une des 10 configurations suivantes :

1. force de compression de $1\,000\,000\text{ N}$ exercée suivant l'axe X , et un effort tranchant de $100\,000\text{ N}$ suivant Y
2. force de traction de $1\,000\,000\text{ N}$ exercée suivant l'axe X , et un effort tranchant de $-20\,000\text{ N}$ suivant X
3. force de traction de $1\,000\,000\text{ N}$ exercée suivant l'axe Y , et un effort tranchant de $-20\,000\text{ N}$ suivant X et de $80\,000\text{ N}$ suivant Y
4. moment de flexion de $100\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe X .
5. moment de flexion de $100\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe Y .
6. moment de flexion de $100\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe Y et force de compression de $100\,000\text{ N}$ (à l'ELU) et $20\,000\text{ N}$ à l'ELS exercée suivant l'axe X
7. moment de flexion de $100\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe Y et force de traction de $100\,000\text{ N}$ exercée suivant l'axe X
8. moment de flexion de $100\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe Y et force de traction de $2\,000\,000\text{ N}$ exercée suivant l'axe X
9. moment de flexion de $100\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe Y et moment de flexion de $75\,000\text{ Nm}$ autour de l'axe X
10. moment de flexion de $-150\,000\text{ Nm}$ (à l'ELU) et $-100\,000\text{ Nm}$ à l'ELS autour de l'axe X .
11. moment de flexion de $-260\,000\text{ Nm}$ (à l'ELU).

1.4 Autres paramètres de calcul

Les enrobages (supérieurs et inférieurs) sont fixés à $e=4\text{ cm}$. Les calculs sont effectués à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à l'Etat Limite de Service (ELS).

La limite caractéristique d'élasticité de l'acier de l'armature est fixée à $f_e=500\text{ MPa}$. La limite d'élasticité utilisée à l'ELU de l'acier des armatures est donc de $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 435\text{ MPa}$. La contrainte admissible de traction à l'ELS est donc de $\sigma_s = 0.8 f_e = 400\text{ MPa}$.

La résistance caractéristique en compression du béton est fixée à $f_{cj}=35\text{ MPa}$. La résistance en compression du béton utilisée à l'ELU est donc de $\sigma_b = \frac{f_{cj}}{1.5} = 23.3\text{ MPa}$. La contrainte admissible de compression du béton à l'ELS est de $\sigma_b = 0.6 f_{cj} = 21\text{ MPa}$.

La valeur du pivot A est fixée à $PIV_A=10\text{ ‰}$ et la valeur du pivot B à $PIV_B=3.5\text{ ‰}$. La valeur du coefficient d'équivalence est fixée à $n=15.1$. De plus, on fixe le module d'Young de l'acier à $E_a=210\text{ GPa}$.

2 Solution de référence

2.1 Méthode de calcul

Les densités des aciers longitudinaux sont calculées selon la méthode de Capra et Maury.
Compte tenu des directions des efforts, la facette « dimensionnante » est évidente.
Le calcul analytique se résume donc à un calcul de section permettant de déterminer les efforts auxquels sont soumis les 2 lits d'acier (supérieur et inférieur).

2.2 Grandeurs et résultats de référence

2.2.1 Configuration 1

La plaque n'est soumise à aucune traction. Le ferrailage longitudinal est donc nul dans toutes les directions pour chacun des Etats Limites.

A l'ELU, le ferrailage transversal du à l'effort tranchant appliqué $Q_y = 100\,000\text{ N}$ est de :

$$A_{ST} = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{0.9d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \sigma_s} = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{0.9d \sigma_s} = 15.964 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

où $\alpha = 90^\circ$ et $\theta = 45^\circ$

2.2.2 Configuration 2

La plaque est soumise à un effort de traction de $N_{xx} = 1\,000\,000\text{ N}$ selon l'axe X. Il s'agit d'une section entièrement tendue de manière symétrique.

La section d'acier est donc égale à $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$.

Chaque lit d'armatures reprend donc la moitié de l'effort soit :

$$A_{sxs} = A_{sxi} = \frac{A_s}{2} = 11.494 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ à l'ELU}$$

$$A_{sxs} = A_{sxi} = \frac{A_s}{2} = 12.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ à l'ELS}$$

L'armature théorique suivant l'axe Y est nulle compte tenu de l'absence d'effort dans cette direction.

A l'ELU, le ferrailage transversal du à l'effort tranchant appliqué $Q_x = -20\,000\text{ N}$ est de :

$$A_{ST} = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{0.9d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \sigma_s} = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{0.9d \sigma_s} = 3.193 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

où $\alpha = 90^\circ$ et $\theta = 45^\circ$

2.2.3 Configuration 3

Les résultats théoriques sont les symétriques de ceux de la configuration 2.

$$A_{sys} = A_{syi} = 11.494 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ à l'ELU.}$$

$$A_{sys} = A_{syi} = 12.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ à l'ELS.}$$

A l'ELU, le ferrailage transversal du aux efforts tranchants appliqués $Q_x = -20\,000\text{ N}$ et $Q_y = 80\,000\text{ N}$ est de :

$$A_{ST} = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{0.9d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \sigma_s} = \frac{\sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{0.9d \sigma_s} = 13.164 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

où $\alpha = 90^\circ$ et $\theta = 45^\circ$

2.2.4 Configuration 4

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant Y (autour de l'axe X) égal à $M_{fx} = 100\,000 \text{ Nm}$. Ce moment de flexion correspond à une fibre supérieure tendue.

Le calcul est effectué ici selon l'Eurocode 2.

A l'ELU :

Le moment ultime réduit $\mu = \frac{M_{fx}}{d^2 \sigma_b} = 0.167$.

La position relative de la fibre neutre $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.184$.

Le bras de levier réduit $z = d \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 0.184$.

La section d'armature est donc égale à $A_{SYS} = \frac{M_{fx}}{z \sigma_s} = 15.83 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit Y supérieur).

A l'ELS :

Le moment résistant du béton est égal à :

$$M_{lim} = \frac{1}{2} \sigma_b y_{lim} \left(d - \frac{y_{lim}}{3}\right) = 101\,342 \text{ Nm}$$

avec $y_{lim} = d \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_s} = 0.0707 \text{ m}$

Nous sommes donc dans le cas où $M = M_{fx} > M_{lim}$. Ainsi, seuls des aciers tendus sont nécessaires.

Le moment réduit de service est égal à : $\mu = n \frac{M}{d^2 \sigma_b} = 0.148$

Le coefficient α est solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu(1 - \alpha) = 0$

Par résolution itérative, on obtient : $\alpha = 0.440$

La section d'acier nécessaire est égale à : $A_{SYS} = \frac{M_{fx}}{\sigma_s d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} = 18.31 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.2.5 Configuration 5

Les résultats théoriques sont les symétriques de ceux de la configuration 4.

La section d'armature est donc égale à $A_{SXS} = 15.83 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit X supérieur) à l'ELU.

La section d'armature est donc égale à $A_{SXS} = 18.31 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit X supérieur) à l'ELS.

2.2.6 Configuration 6

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant X (autour de l'axe Y) égal à $M_{fy} = 100\,000 \text{ Nm}$ et à un effort de compression suivant X égal à $N_{xx} = -100\,000 \text{ N}$ à l'ELU et égal à $N_{xx} = -20\,000 \text{ N}$ à l'ELS.

La section est partiellement tendue.

Le calcul est effectué ici selon l'Eurocode 2.

A l'ELU :

Le moment à reprendre est $M = M_{fy} + N_{xx} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 106\,000 \text{ Nm}$

Le moment ultime réduit $\mu = \frac{M}{d^2 \sigma_b} = 0.178$.

La position relative de la fibre neutre $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.197$.

Le bras de levier réduit $z = d \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 0.144$.

La section d'armature est donc égale à $A_{sxs} = \frac{M}{z \sigma_s} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 14.596 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit X supérieur).

A I'ELS :

L'effort normal de compression est réduit car on dépasserait la contrainte admissible de compression du béton.

Les valeurs limites sont les mêmes que calculées en configuration 4.

Le moment à prendre en compte est : $M = M_{fy} + N_{xx} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 101\,200 \text{ Nm}$

Nous sommes donc dans le cas où $M \square M_{lim}$. Ainsi, seuls des aciers tendus sont nécessaires.

Le moment réduit de service est égal à : $\mu = n \frac{M}{d^2 \sigma_b} = 0.150$

Le coefficient α est solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu(1 - \alpha) = 0$

Par résolution itérative, on obtient : $\alpha = 0.442$

La section d'acier nécessaire est égale à : $A_{sxs} = \frac{M}{\sigma_s d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 18.044 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.2.7 Configuration 7

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant X (autour de l'axe Y) égal à $M_{fy} = 100\,000 \text{ Nm}$ et à un effort de traction égal à $N_{xx} = 100\,000 \text{ N}$ suivant X.

Le moment à reprendre est $M = M_{fy} + N_{xx} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 94\,000 \text{ Nm}$.

La section est donc partiellement tendue.

Le calcul est effectué ici selon l'Eurocode 2.

A I'ELU :

Le moment ultime réduit $\mu = \frac{M}{d^2 \sigma_b} = 0.157$.

La position relative de la fibre neutre $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.172$.

Le bras de levier réduit $z = d \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 0.146$.

La section d'armature est donc égale à $A_{sxs} = \frac{M}{z \sigma_s} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 17.079 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit X supérieur).

A I'ELS :

Les valeurs limites sont les mêmes que calculées en configuration 4.

Nous sommes dans le cas où $M \square M_{lim}$. Ainsi, seuls des aciers tendus sont nécessaires.

Le moment réduit de service est égal à : $\mu = n \frac{M}{d^2 \sigma_b} = 0.139$

Le coefficient α est solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu(1 - \alpha) = 0$

Par résolution itérative, on obtient : $\alpha = 0.430$

La section d'acier nécessaire est égale à : $A_{SXS} = \frac{M}{\sigma_s d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 19.642 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.2.8 Configuration 8

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant X (autour de l'axe Y) égal à $M_{fy} = 100\,000 \text{ Nm}$ et à un effort de traction égal à $N_{xx} = 2\,000\,000 \text{ N}$ suivant X.

La section est totalement tendue $M = M_{fy} + N_{xx} \left(d - \frac{h}{2}\right) = -20\,000 \text{ Nm} < 0$.

A I'ELU :

La section d'armature est donc égale à :

$$A_{SXS} = \frac{M}{(d - e) \sigma_s} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 42.145 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (lit X supérieur).}$$

$$A_{SXI} = \frac{-M}{(d - e) \sigma_s} = 3.831 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (lit X inférieur).}$$

A I'ELS :

La section d'armature est donc égale à :

$$A_{SXS} = \frac{M}{(d - e) \sigma_s} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 45.833 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (lit X supérieur).}$$

$$A_{SXI} = \frac{-M}{(d - e) \sigma_s} = 4.167 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (lit X inférieur).}$$

2.2.9 Configuration 9

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant X (autour de l'axe Y) égal à $M_{fy} = 100\,000 \text{ Nm}$ et à un moment de flexion suivant Y (autour de l'axe X) égal à $M_{fx} = 75\,000 \text{ Nm}$.

La section est partiellement tendue.

A I'ELU :

La section d'armature suivant X est la même que la configuration 5.

Soit $A_{SXS} = 15.83 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Suivant Y :

Le moment ultime réduit $\mu = \frac{M_{fx}}{d^2 \sigma_b} = 0.125$.

La position relative de la fibre neutre $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.134$.

Le bras de levier réduit $z = d \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 0.149$.

La section d'armature est donc égale à $A_{SYS} = \frac{M_{fx}}{z \sigma_s} = 11.555 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit Y supérieur).

A I'ELS :

La section d'armature suivant X est la même que la configuration 5.

Soit $A_{SXS} = 18.31 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Suivant Y :

Les valeurs limites sont les mêmes que calculées en configuration 4.

Nous sommes dans le cas où $M \square M_{lim}$. Ainsi, seuls des aciers tendus sont nécessaires.

Le moment réduit de service est égal à : $\mu = n \frac{M}{d^2 \sigma_b} = 0.111$

Le coefficient α est solution de l'équation : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu(1 - \alpha) = 0$
Par résolution itérative, on obtient : $\alpha = 0.393$

La section d'acier nécessaire est égale à : $A_{sys} = \frac{M}{\sigma_s d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} - \frac{N_{xx}}{\sigma_s} = 13.486 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.2.10 Configuration 10

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant Y (autour de l'axe X) égal à $M_{fx} = -150\,000 \text{ Nm}$ à l'ELU et à $M_{fx} = -100\,000 \text{ Nm}$ à l'ELS.

La section est partiellement tendue.

A l'ELU :

Le moment ultime réduit $\mu = \frac{M_{fx}}{d^2 \sigma_b} = 0.251$.

La position relative de la fibre neutre $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.295$.

Le bras de levier réduit $z = d \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 0.136$.

On est dans le cas du pivot B ($\alpha > \alpha_{AB} = \frac{PIV_B}{(PIV_B + PIV_A)} = 0.259$). La déformation dans le béton est

donc maximale $\epsilon_B = PIV_B$ et la déformation dans l'acier est $\epsilon_A = \frac{\epsilon_B(1 - \alpha)}{\alpha} = 0.0084$. On est dans le cas où $\epsilon_A > \epsilon_y = \sigma_s / E_A = 0.0021$.

La section d'armature est donc égale à $A_{SYL} = \frac{M_{fx}}{z \sigma_s} = 25.28 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit Y inférieur).

A l'ELS :

Le moment de flexion est réduit car on dépasserait la contrainte admissible de compression du béton. Les valeurs limites sont les mêmes que calculées en configuration 4.

Nous sommes dans le cas où $M \leq M_{lim}$. Ainsi, seuls des aciers tendus sont nécessaires.

La configuration est la même que la configuration 5 mais pour les aciers inférieurs.

La section d'acier nécessaire est donc égale à : $A_{SYL} = 18.31 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.2.11 Configuration 11

La plaque est soumise à un moment de flexion suivant Y (autour de l'axe X) égal à $M_{fx} = -260\,000 \text{ Nm}$. Le calcul n'est fait qu'à l'ELU.

La section est partiellement tendue.

Le moment ultime réduit $\mu = \frac{M_{fx}}{d^2 \sigma_b} = 0.435$.

La position relative de la fibre neutre $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.642$.

Le bras de levier réduit $z = d \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 0.109$.

On est dans le cas du pivot B ($\alpha > \alpha_{AB} = \frac{PIV_B}{(PIV_B + PIV_A)} = 0.259$). La déformation dans le béton est

donc maximale $\epsilon_B = PIV_B$ et la déformation dans l'acier est $\epsilon_A = \epsilon_B \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} = 0.00195$. On est dans le cas où $\epsilon_A < \epsilon_y = \sigma_s / E_A = 0.0021$.

La section d'armature est donc égale à $A_{SYI} = \frac{M_{fx}}{z E_A \varepsilon_A} = 58.368 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lit Y inférieur).

2.3 Incertitudes sur la solution

Aucune.

3 Modélisation A

3.1 Caractéristiques de la modélisation

On utilise une modélisation DKT.

3.2 Caractéristiques du maillage

Le maillage contient 1 élément de type QUAD4.

3.3 Grandeurs testées et résultats

Configuration	État Limite considéré	Identification	Type de référence	Valeur de référence cm ² /m	Erreur relative
1	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELU	DNST	'ANALYTIQUE '	15.964	0.001
2	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	11.494	0.002
2	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	11.494	0.002
2	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
2	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
2	ELU	DNST	'ANALYTIQUE '	3.193	0.004
3	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
3	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
3	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	11.494	0.002
3	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	11.494	0.002
3	ELU	DNST	'ANALYTIQUE '	13.164	0.003
4	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
4	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
4	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
4	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	15.83	0.001
5	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
5	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	15.83	0.001
5	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
5	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
6	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
6	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	15.582	0.003
6	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
6	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0

7	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
7	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	17.079	0.0004
7	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
7	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
8	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	3.831	0.011
8	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	42.146	0.0009
8	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
9	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
9	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	15.83	0.001
9	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
9	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	11.555	0.002
10	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	25.28	0.001
10	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
10	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
10	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
11	ELU	DNSXI	'ANALYTIQUE '	58.368	0.001
11	ELU	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
11	ELU	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
11	ELU	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0

Configuration	État Limite considéré	Identification	Type de référence	Valeur de référence cm ² /m	Erreur relative
1	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
1	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
2	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	12.5	0
2	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	12.5	0
2	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
2	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
3	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
3	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
3	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	12.5	0
3	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	12.5	0
4	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
4	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
4	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
4	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	18.31	0.001
5	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
5	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	18.31	0.001

5	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
5	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
6	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
6	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	18.044	0.002
6	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
6	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
7	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
7	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	19.642	0.0001
7	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
7	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0
8	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	4.167	0.008
8	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	45.833	0.0007
8	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
9	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	0	0
9	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	18.31	0.001
9	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
9	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	13.486	0.003
10	ELS	DNSXI	'ANALYTIQUE '	18.31	0.001
10	ELS	DNSXS	'ANALYTIQUE '	0	0
10	ELS	DNSYI	'ANALYTIQUE '	0	0
10	ELS	DNSYS	'ANALYTIQUE '	0	0

4 Synthèse des résultats

Ce test permet de mettre en évidence la validité des calculs de densité de ferrailage sur des cas simples.
Les résultats obtenus avec le modèle sont en effet conformes aux valeurs déterminées de façon analytique.