

Dimensionnement d'une poutre en béton armé suivant l'Eurocode 2

Note de calcul du : 24_04_2021_20_08_10

Rédacteur : leflux_ingenierie

Chantier : a

Logiciel : Poutre BA - version 3.0.0.0 2014 - 2021

1 - Rappel des hypothèses

1 - 1 Codes de calcul

- EN 1992-1-1 d'octobre 2005 et annexe nationale

1 - 2 Caractéristiques géométriques de la poutre

Poutre continue sur 6 appuis

■ Travée n°1: Portée entre nus d'appuis: 775cm- Poutre rectangulaire solidaire d'un plancher - ame: Largeur 15cm; hauteur 60cm.- Plancher: épaisseur 8cm; largeur participante 188cm.

Appui gauche: - Support en béton: Largeur 20cm; résistance 25MPa.Appui droit: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa. - Type de fabrication: Poutre préfabriquée: hauteur préfa 52cm; longueur préfa775cm.

■ Travée n°2: Portée entre nus d'appuis: 770cm- Poutre rectangulaire solidaire d'un plancher - ame: Largeur 15cm; hauteur 60cm.- Plancher: épaisseur 8cm; largeur participante 188cm.

Appui gauche: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa.Appui droit: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa. - Type de fabrication: Poutre préfabriquée: hauteur préfa 52cm; longueur préfa770cm.

■ Travée n°3: Portée entre nus d'appuis: 770cm- Poutre rectangulaire solidaire d'un plancher - ame: Largeur 15cm; hauteur 60cm.- Plancher: épaisseur 8cm; largeur participante 188cm.

Appui gauche: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa.Appui droit: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa. - Type de fabrication: Poutre préfabriquée: hauteur préfa 52cm; longueur préfa770cm.

■ Travée n°4: Portée entre nus d'appuis: 770cm- Poutre rectangulaire solidaire d'un plancher - ame: Largeur 15cm; hauteur 60cm.- Plancher: épaisseur 8cm; largeur participante 188cm.

Appui gauche: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa.Appui droit: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa. - Type de fabrication: Poutre préfabriquée: hauteur préfa 52cm; longueur préfa770cm.

■ Travée n°5: Portée entre nus d'appuis: 775cm- Poutre rectangulaire solidaire d'un plancher - ame: Largeur 15cm; hauteur 60cm.- Plancher: épaisseur 8cm; largeur participante 188cm.

Appui gauche: - Support en béton: Largeur 30cm; résistance 25MPa.Appui droit: - Support en béton: Largeur 20cm; résistance 25MPa. - Type de fabrication: Poutre préfabriquée: hauteur préfa 52cm; longueur préfa775cm.

1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - fck = 25 MPa - diamètre granulats: 10 mm - Classe ciment: N

- armatures à haute adhérence conforme EN 10080 - fyk = 500 MPa - classe ductilité B

1 - 4 Autres données

- Environnement :

■ Durée d'utilisation: 50 ans

■ Travée n°1: XC1

■ Travée n°2: XC1

■ Travée n°3: XC1

■ Travée n°4: XC1

■ Travée n°5: XC1

- Enrobage nominal durabilité: (sans prise en compte de l'adhérence)

■ Travée n°1: inférieur = 2,5 cm; latéral = 2,5 cm; supérieur = 2,5 cm.

■ Travée n°2: inférieur = 2,5 cm; latéral = 2,5 cm; supérieur = 2,5 cm.

■ Travée n°3: inférieur = 2,5 cm; latéral = 2,5 cm; supérieur = 2,5 cm.

■ Travée n°4: inférieur = 2,5 cm; latéral = 2,5 cm; supérieur = 2,5 cm.

■ Travée n°5: inférieur = 2,5 cm; latéral = 2,5 cm; supérieur = 2,5 cm.

Ces valeurs d'enrobage sont théoriques et seront confirmés une fois les diamètres des barres HA validés.

- Largeur de fissure admissible :

■ Travée n°1: Wmax = 0,40 mm

■ Travée n°2: Wmax = 0,40 mm

■ Travée n°3: Wmax = 0,40 mm

■ Travée n°4: Wmax = 0,40 mm

■ Travée n°5: Wmax = 0,40 mm

- Classe de la tenue au feu : Sans conditions

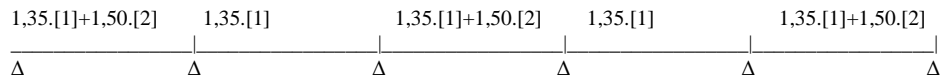
1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée

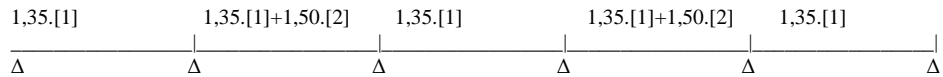
Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	587,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. E	1	Supérieure	1 960,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	587,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. E	1	Supérieure	1 960,0	-	-	-	-	-
Travée n°3									
1	Permanente	1	Supérieure	587,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. E	1	Supérieure	1 960,0	-	-	-	-	-
Travée n°4									
1	Permanente	1	Supérieure	587,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. E	1	Supérieure	1 960,0	-	-	-	-	-
Travée n°5									
1	Permanente	1	Supérieure	587,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. E	1	Supérieure	1 960,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

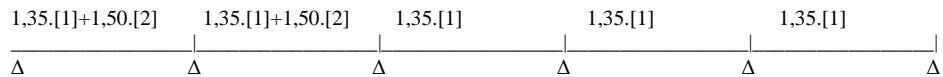
* 1 - ELU STR



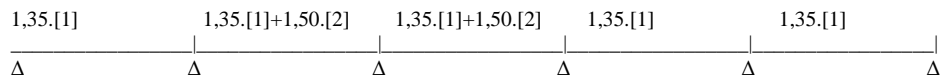
* 2 - ELU STR



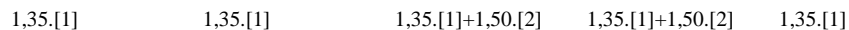
* 3 - ELU STR



* 4 - ELU STR

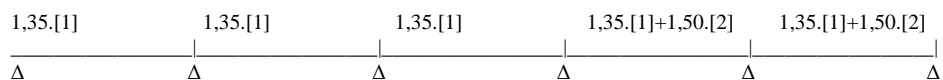


* 5 - ELU STR

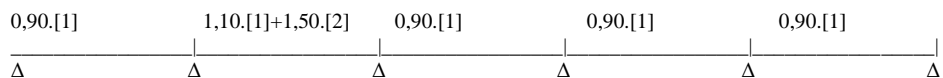




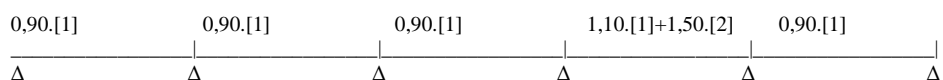
* 6 - ELU STR



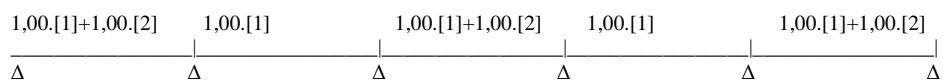
* 7 - ELU EQU



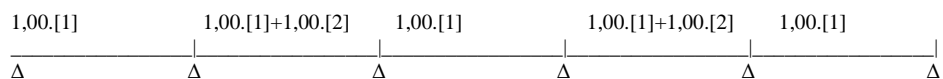
* 8 - ELU EQU



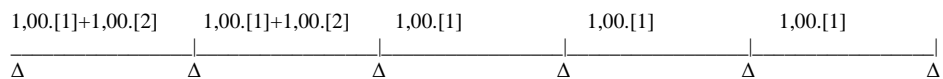
* 9 - ELS caractéristique



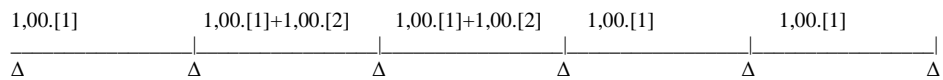
* 10 - ELS caractéristique



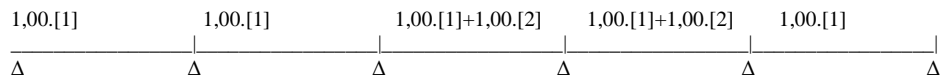
* 11 - ELS caractéristique



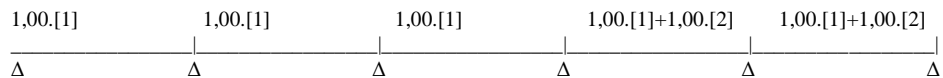
* 12 - ELS caractéristique



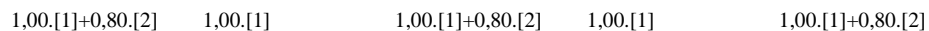
* 13 - ELS caractéristique



* 14 - ELS caractéristique

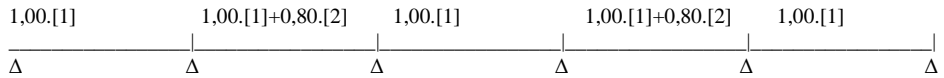


* 15 - ELS quasi-permanent

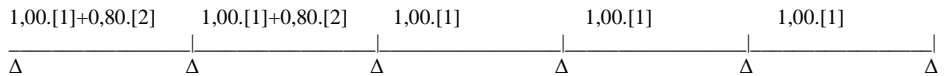




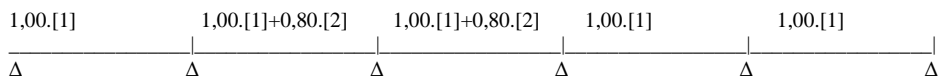
* 16 - ELS quasi-permanent



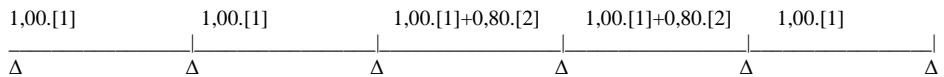
* 17 - ELS quasi-permanent



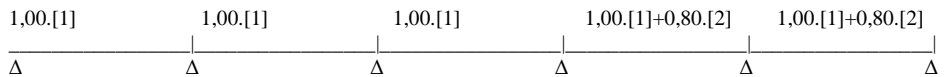
* 18 - ELS quasi-permanent



* 19 - ELS quasi-permanent



* 20 - ELS quasi-permanent



2 - Détermination des armatures de flexion

2 - 1 Calcul des sections d'acier

Les calculs sont réalisés avec les modélisations suivantes:

- Diagramme simplifié rectangulaire des contraintes de compression du béton suivant art. 3.1.7(3) - figure 3.5
- Diagramme élasto-plastique parfait pour l'acier suivant art. 3.2.7(2) avec prise en compte éventuelle d'une branche supérieure inclinée suivant valeur de la déformation de l'acier (voir tableau calcul ci-dessous).
- Analyse linéaire avec redistribution limitée des moments suivant art. 5.5: $\delta = 0,95$
- Pas d'écrêtage des moments sur appui.

- Travée n°1

valeur des coefficients limites de redistribution - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,485 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK
- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Vérification de la largeur participante de la table de compression:

Largeur participante recommandé de la table de compression beff = 1,880 m.

Largeur renseignée beff < beff recommandé - OK

Calcul comme section rectangulaire, hauteur comprimée entièrement comprise dans table de compression.

Variables	Unité	Valeur	Observations
-----------	-------	--------	--------------

Mu	kN.m	230,4	moment Maxi à 342 cm de l'appui gauche
d	cm	54,6	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0246	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0312	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile) - hauteur table comprimé x: 1,7cm
Zu	cm	54,0	bras de levier
As inf	cm ²	9,16	section acier armature inférieure
As min	cm ²	1,11	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	1,45	déformation maximale béton - $\sigma_c = 13,79\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA20

Lit n°2: 2 HA14

Soit une section totale de 9,36 cm²

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:**

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Poutre sur appui - Calcul comme section rectangulaire

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	34,6	= 0,15.M0
d	cm	56,1	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0439	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0562	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	54,8	bras de levier
As sup G	cm ²	1,35	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	2,68	déformation maximale béton - $\sigma_c = 16,67\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

(Voir chapitre Barres de Construction pour le ferraillage adopté)

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:**

Poutre sur appui - Calcul comme section rectangulaire

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	231,3	moment Maxi au nu de l'appui droit
d	cm	54,2	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B

μ		0,3149	> μ limite - calcul en pivot B
α		0,4894	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	43,6	bras de levier
As sup Dr	cm ²	12,20	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 16,67\text{MPa}$
ϵ_s	‰	3,65	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	435,86	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ²	12,17	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA20

Lit n°2: 2 HA20

Soit une section totale de 12,57 cm²

L'enrobage latéral nominal de la barre longitudinale vis-à-vis des conditions d'adhérence est porté à 3,0cm. Vérifiez que l'enrobage nominal durabilité (voir §1.4 de la note de calcul) + diamètre du cadre d'effort tranchant soit supérieur à cette valeur.

- Travée n°2

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,485 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,479 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Vérification de la largeur participante de la table de compression:

Largeur participante recommandé de la table de compression $b_{eff} = 1,640$ m.

Largeur renseignée $b_{eff} > b_{eff}$ recommandé - Attention à la validité des calculs.

Calcul comme section rectangulaire, hauteur comprimée entièrement comprise dans table de compression.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	172,0	moment Maxi à 397 cm de l'appui gauche
d	cm	55,1	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0178	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0225	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile) - hauteur table comprimé x: 1,2cm
Zu	cm	55,0	bras de levier
As inf	cm ²	6,71	section acier armature inférieure
As min	cm ²	1,12	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	1,03	déformation maximale béton - $\sigma_c = 9,86\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA16

Lit n°2: 2 HA14

Soit une section totale de 7,10 cm²

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:**

Ferraillage identique avec le calcul de l'appui droit de la travée précédente car données identiques - Pour les détails du calcul, voir tableau appui droit de la travée précédente.

Moment côté droit de l'appui gauche de la travée 2 = 233,2 KN.m > Moment côté gauche de l'appui droit de la travée 1 = 231,3 KN.m

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:**

Poutre sur appui - Calcul comme section rectangulaire

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	204,2	moment Maxi au nu de l'appui droit
d	cm	54,5	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,2750	> μ limite - calcul en pivot B
α		0,4115	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	45,5	bras de levier
As sup Dr	cm ²	10,31	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 16,67$ MPa
ϵ_s	‰	5,01	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	436,84	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ²	10,27	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA20

Lit n°2: 2 HA16

Soit une section totale de 10,30 cm²

L'enrobage latéral nominal de la barre longitudinale vis-à-vis des conditions d'adhérence est porté à 3,0cm. Vérifiez que l'enrobage nominal durabilité (voir §1.4 de la note de calcul) + diamètre du cadre d'effort tranchant soit supérieur à cette valeur.

- Travée n°3

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,479 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,479 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ **Armatures inférieures longitudinales en travée:**

Vérification de la largeur participante de la table de compression:

Largeur participante recommandé de la table de compression $b_{eff} = 1,640$ m.

Largeur renseignée $b_{eff} > b_{eff}$ recommandé - Attention à la validité des calculs.

Calcul comme section rectangulaire, hauteur comprimée entièrement comprise dans table de compression.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	189,8	moment Maxi à 385 cm de l'appui gauche
d	cm	55,0	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B

μ		0,0197	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0248	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile) - hauteur table comprimé x: 1,4cm
Zu	cm	54,9	bras de levier
As inf	cm ²	7,41	section acier armature inférieure
As min	cm ²	1,12	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	1,15	déformation maximale béton - $\sigma_c = 10,91\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA16

Lit n°2: 2 HA16

Soit une section totale de 8,04 cm²

■ Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:

Ferraillage identique avec le calcul de l'appui droit de la travée précédente car données identiques - Pour les détails du calcul, voir tableau appui droit de la travée précédente.

■ Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:

Poutre sur appui - Calcul comme section rectangulaire

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	204,0	moment Maxi au nu de l'appui droit
d	cm	54,5	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,2748	> μ limite - calcul en pivot B
α		0,4111	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	45,5	bras de levier
As sup Dr	cm ²	10,30	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 16,67\text{MPa}$
ϵ_s	‰	5,01	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	436,85	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ²	10,26	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA20

Lit n°2: 2 HA16

Soit une section totale de 10,30 cm²

L'enrobage latéral nominal de la barre longitudinale vis-à-vis des conditions d'adhérence est porté à 3,0cm. Vérifiez que l'enrobage nominal durabilité (voir §1.4 de la note de calcul) + diamètre du cadre d'effort tranchant soit supérieur à cette valeur.

- Travée n°4

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,479 \delta_{lim} \text{ eq 5.10} \rightarrow \text{OK}$

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante $\rightarrow \text{OK}$

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,485 \delta_{lim} \text{ eq 5.10} \rightarrow \text{OK}$

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante $\rightarrow \text{OK}$

■ **Armatures inférieures longitudinales en travée:**

Vérification de la largeur participante de la table de compression:

Largeur participante recommandé de la table de compression $b_{eff} = 1,640 \text{ m}$.

Largeur renseignée $b_{eff} > b_{eff} \text{ recommandé}$ - Attention à la validité des calculs.

Calcul comme section rectangulaire, hauteur comprimée entièrement comprise dans table de compression.

Variables	Unité	Valeur	Observations
M_u	kN.m	172,0	moment Maxi à 373 cm de l'appui gauche
d	cm	55,1	hauteur utile
$\mu \text{ limite AB}$		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0178	$< \mu \text{ limite}$ - calcul en pivot A
α		0,0225	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile) - hauteur table comprimé x : 1,2cm
Z_u	cm	55,0	bras de levier
$A_s \text{ inf}$	cm ²	6,71	section acier armature inférieure
$A_s \text{ min}$	cm ²	1,12	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	1,03	déformation maximale béton - $\sigma_c = 9,86 \text{ MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA16

Lit n°2: 2 HA14

Soit une section totale de 7,10 cm²

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:**

Ferraillage identique avec le calcul de l'appui droit de la travée précédente car données identiques - Pour les détails du calcul, voir tableau appui droit de la travée précédente.

Moment côté droit de l'appui gauche de la travée 4 = 204,2 KN.m > Moment côté gauche de l'appui droit de la travée 3 = 204,0 KN.m

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:**

Poutre sur appui - Calcul comme section rectangulaire

Variables	Unité	Valeur	Observations
M_u	kN.m	233,2	moment Maxi au nu de l'appui droit
d	cm	54,2	hauteur utile
$\mu \text{ limite AB}$		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,3175	$> \mu \text{ limite}$ - calcul en pivot B
α		0,4948	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Z_u	cm	43,5	bras de levier
$A_s \text{ sup Dr}$	cm ²	12,34	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 16,67 \text{ MPa}$
ϵ_s	‰	3,57	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰

σ_s	MPa	435,80	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ²	12,31	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA20

Lit n°2: 2 HA20

Soit une section totale de 12,57 cm²

L'enrobage latéral nominal de la barre longitudinale vis-à-vis des conditions d'adhérence est porté à 3,0cm. Vérifiez que l'enrobage nominal durabilité (voir §1.4 de la note de calcul) + diamètre du cadre d'effort tranchant soit supérieur à cette valeur.

- Travée n°5

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,485 \delta_{lim \text{ eq } 5.10} \rightarrow \text{OK}$

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim \text{ pour la classe acier correspondante}} \rightarrow \text{OK}$

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Vérification de la largeur participante de la table de compression:

Largeur participante recommandé de la table de compression $b_{eff} = 1,880 \text{ m}$.

Largeur renseignée $b_{eff} < b_{eff} \text{ recommandé} - \text{OK}$

Calcul comme section rectangulaire, hauteur comprimée entièrement comprise dans table de compression.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	230,4	moment Maxi à 433 cm de l'appui gauche
d	cm	54,6	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0246	$< \mu$ limite - calcul en pivot A
α		0,0312	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile) - hauteur table comprimé x : 1,7cm
Zu	cm	54,0	bras de levier
As inf	cm ²	9,16	section acier armature inférieure
As min	cm ²	1,11	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	1,45	déformation maximale béton - $\sigma_c = 13,79 \text{ MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 2 HA20

Lit n°2: 2 HA14

Soit une section totale de 9,36 cm²

■ Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:

Ferraillage identique avec le calcul de l'appui droit de la travée précédente car données identiques - Pour les détails du calcul, voir tableau appui droit de la travée précédente.

■ Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Poutre sur appui - Calcul comme section rectangulaire

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	34,6	= 0,15.M0

d	cm	56,1	hauteur utile
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0439	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0562	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	54,8	bras de levier
As sup Dr	cm ²	1,35	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	2,68	déformation maximale béton - $\sigma_c = 16,67\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):
(Voir chapitre Barres de Construction pour le ferraillage adopté.

2 - 2 Epure des armatures

- Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2: $FE = [Ved].a_l/z$ (+ Med/z sur appui intermédiaire) - $Ned = 0$ en flexion simple.

Pour les appuis d'extrémités, le 1ier lit inférieur est ancré totalement quelque soit la valeur de Ved (EN1992-1-1 A9.2.1.4(3)).

- Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,24$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ²	6,28	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm ²	3,08	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,492	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	55,87	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	127,47	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	86,41	Effort de traction sur l'appui à ancrer
Agl	cm ²	1,99	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant
Asw	cm ²	4,06	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
$Asw < As1 \rightarrow$ Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	57,29	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,71	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-28,35	Moment sur appui - En valeur algébrique.

FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	0,50	Asw > Agl - Acier reprise bétonnage retenu
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

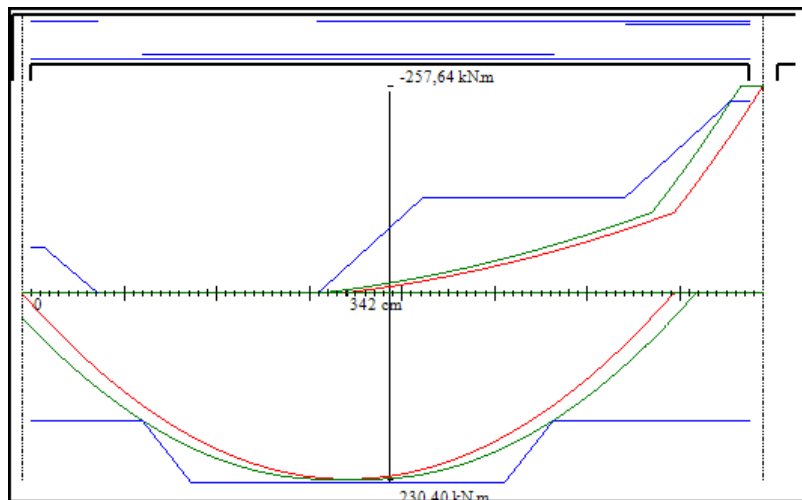
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ière travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ²	6,28	3,08	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	158,0	235,4	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	1,73	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	1,20	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	7,75 *	5,10	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	7,75	5,63	

Section sur appui gauche	cm ²	2,26
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	57,8
Calcul sur moment forfaitaire (0,15M0) - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,13
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,72

Section sur appui droit	cm ²	6,28	6,28
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	119,4	238,7
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	4,23	7,55
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,09	6,41

Les Abscisses marquées par une * correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



- Travée n°2

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,24$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ²	4,02	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm ²	3,08	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,496	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	57,34	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	21,42	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-30,34	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	-0,01	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	57,96	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	26,26	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-16,95	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	0,18	Asw > Agl - Acier reprise bétonnage retenu
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

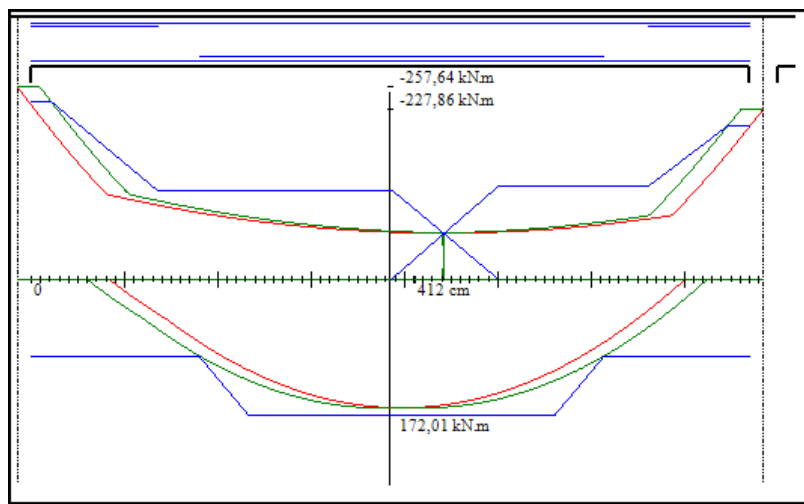
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ère travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ²	4,02	3,08	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	103,1	181,9	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	2,33	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	1,80	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	7,70 *	5,61	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	7,70	6,14	
Section sur appui gauche	cm ²	6,28	6,28	

Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	119,0	238,1
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,87	0,21
Abscisse origine de l'ancrage	m	5,01	1,35

Section sur appui droit	cm ²	6,28	4,02
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,0	204,9
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	5,01	7,46
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,86	6,62

Les Abscisses marquées par une * correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



- Travée n°3

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,24$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ²	4,02	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm ²	4,02	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,495	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	57,32	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	20,38	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-17,83	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Ag1	cm ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	-0,05	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui

Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	57,94	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	20,38	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-17,83	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm²	-0,05	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

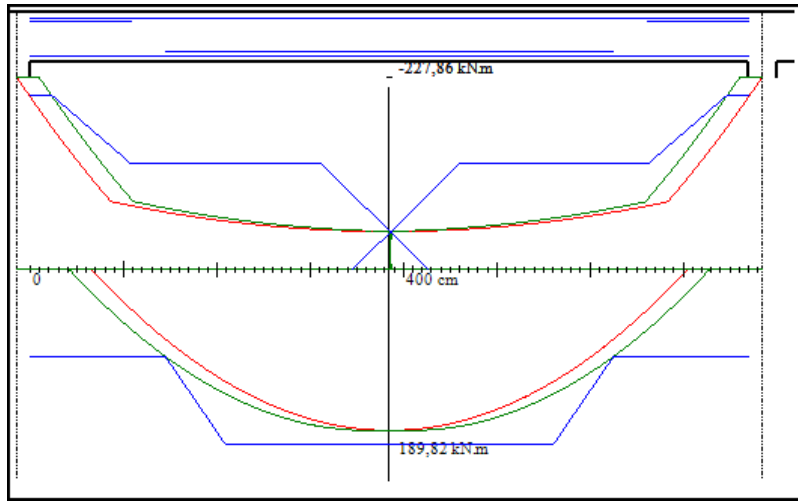
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ière travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm²	4,02	4,02	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	103,0	205,9	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	2,09	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	1,45	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	7,70 *	5,61	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	7,70	6,25	

Section sur appui gauche	cm²	6,28	4,02
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,0	205,0
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,12	0,24
Abscisse origine de l'ancrage	m	4,27	1,08

Section sur appui droit	cm²	6,28	4,02
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,0	205,0
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	4,60	7,46
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,45	6,62

Les Abscisses marquées par une * correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



- Travée n°4

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,24$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ²	4,02	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm ²	3,08	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,496	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	57,34	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	26,26	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-16,95	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	0,18	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
$Agl < As1 \rightarrow$ Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	57,96	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	21,42	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-30,34	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	-0,01	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
$Agl < As1 \rightarrow$ Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

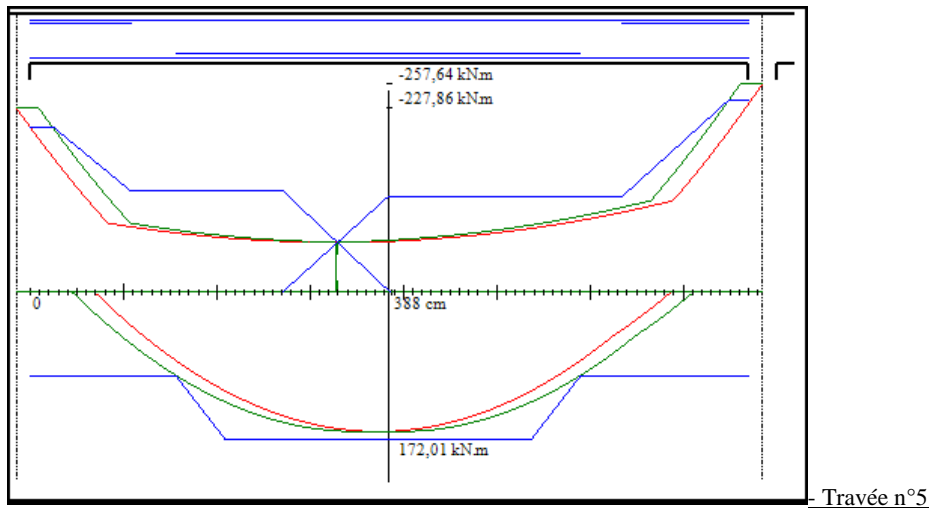
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1^{ère} travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ²	4,02	3,08	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	103,1	181,9	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	2,09	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	1,56	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2 ^{ème} point)	m	7,70 *	5,37	
Abscisse origine de l'ancrage (2 ^{ème} point)	m	7,70	5,90	

Section sur appui gauche	cm ²	6,28	4,02
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,0	204,9
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	2,71	0,24
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,86	1,08

Section sur appui droit	cm ²	6,28	6,28
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	119,0	238,1
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,84	7,49
Abscisse origine de l'ancrage	m	2,70	6,35

Les Abscisses marquées par une * correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,24$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations
-----------	-------	--------	--------------

As1	cm²	6,28	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm²	3,08	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,492	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	57,29	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,71	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-28,35	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm²	0,50	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
$Agl < As1$ -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	55,87	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	127,47	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	86,41	Effort de traction sur l'appui à ancrer
Agl	cm²	1,99	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant
Asw	cm²	4,06	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
$Asw < As1$ -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ière travée dans le cas d'une console).

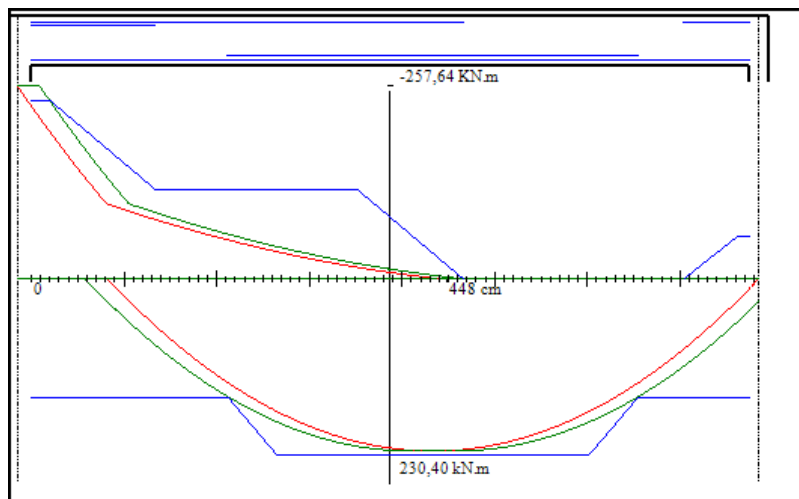
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm²	6,28	3,08	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	158,0	235,4	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	2,65	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	2,12	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	7,75 *	6,02	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	7,75	6,55	

Section sur appui gauche	cm²	6,28	6,28
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	119,4	238,7
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,52	0,20
Abscisse origine de l'ancrage	m	4,66	1,34

Section sur appui droit	cm²	2,26
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	57,8

Calcul sur moment forfaitaire (0,15M0) - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	7,63
Abscisse origine de l'ancrage	m	7,04

Les Abscisses marquées par une * correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



3 - Vérification à l'Etat Limite de Service

3 - 1 Limitation des contraintes

- Toutes travées : $\sigma_s \leq 0,8.f_{yk}$
- Travée 1 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 1 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 2 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 2 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 2 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 3 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 3 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 3 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 4 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 4 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 4 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 5 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$
- Travée 5 : coefficient d'équivalence $n = 15,00$

Variables	Unité	Valeur	Observations
Travée n°1			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	154,28	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,38	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	54,6	hauteur utile
As	cm²	9,36	section acier ELU armature inférieure
y	cm	24,0	axe neutre
If	dm4	20,0964	inertie fissurée

σ_b	MPa	18,40	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	353,23	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
M_s	kN.m	184,75	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,2	hauteur utile
A_s	cm ²	12,57	section acier ELU armature supérieure
y	cm	26,4	axe neutre
I_f	dm ⁴	23,7675	inertie fissurée
σ_b	MPa	20,54	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	323,88	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°2			
Vérification contraintes de flexion en travée			
M_s	kN.m	111,50	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,98	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	55,1	hauteur utile
A_s	cm ²	7,10	section acier ELU armature inférieure
y	cm	21,8	axe neutre
I_f	dm ⁴	17,0249	inertie fissurée
σ_b	MPa	14,26	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	327,92	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche			
M_s	kN.m	184,75	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,2	hauteur utile
A_s	cm ²	12,57	section acier ELU armature supérieure
y	cm	26,4	axe neutre
I_f	dm ⁴	23,7675	inertie fissurée
σ_b	MPa	20,54	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	323,88	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
M_s	kN.m	162,86	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,5	hauteur utile
A_s	cm ²	10,30	section acier ELU armature supérieure
y	cm	24,8	axe neutre
I_f	dm ⁴	21,2583	inertie fissurée
σ_b	MPa	18,97	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	341,76	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK

Travée n°3			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	124,47	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,85	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	55,0	hauteur utile
As	cm²	8,04	section acier ELU armature inférieure
y	cm	22,8	axe neutre
If	dm4	18,4343	inertie fissurée
σ_b	MPa	15,37	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	326,44	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche			
Ms	kN.m	162,86	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm²	10,30	section acier ELU armature supérieure
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm4	21,2583	inertie fissurée
σ_b	MPa	18,97	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	341,76	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	162,86	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm²	10,30	section acier ELU armature supérieure
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm4	21,2583	inertie fissurée
σ_b	MPa	18,97	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	341,76	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°4			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	111,50	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,72	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	55,1	hauteur utile
As	cm²	7,10	section acier ELU armature inférieure
y	cm	21,8	axe neutre
If	dm4	17,0249	inertie fissurée
σ_b	MPa	14,26	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	327,92	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK

Vérification contraintes de flexion sur appui gauche			
Ms	kN.m	162,86	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm ²	10,30	section acier ELU armature supérieure
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm ⁴	21,2583	inertie fissurée
σ_b	MPa	18,97	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	341,76	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	184,75	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,2	hauteur utile
As	cm ²	12,57	section acier ELU armature supérieure
y	cm	26,4	axe neutre
If	dm ⁴	23,7675	inertie fissurée
σ_b	MPa	20,54	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	323,88	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°5			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	154,28	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	4,37	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	54,6	hauteur utile
As	cm ²	9,36	section acier ELU armature inférieure
y	cm	24,0	axe neutre
If	dm ⁴	20,0964	inertie fissurée
σ_b	MPa	18,40	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	353,23	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche			
Ms	kN.m	184,75	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	54,2	hauteur utile
As	cm ²	12,57	section acier ELU armature supérieure
y	cm	26,4	axe neutre
If	dm ⁴	23,7675	inertie fissurée
σ_b	MPa	20,54	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
σ_s	MPa	323,88	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK

3 - 2 Maitrise de la fissuration

Détermination de la fissuration par application du schéma suivant:

1 - Vérification de la section minimale d'armature - Application de l'article 7.3.2

2 - Vérification de l'ouverture des fissures soit sans calcul direct soit avec calcul direct

Variables	Unité	Valeur	Observations
Fct,eff	MPa	2,60	valeur moyenne de la résistance en traction du béton
σ_s	MPa	500,0	contrainte maximale admise sur l'acier
Travée n°1			
- Vérification en travée			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,400	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm ²	450,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm ²	0,74	section minimale d'armature dans la zone tendue
d	cm	54,6	hauteur utile
As	cm ²	9,36	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	129,213	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	3,360	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	24,0	axe neutre
If	dm ⁴	20,0964	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	15,41	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	295,85	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui droit			
d	cm	54,2	hauteur utile
As	cm ²	12,57	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	155,693	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	8,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	26,4	axe neutre
If	dm ⁴	23,7675	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	17,31	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	272,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
Travée n°2			
- Vérification en travée			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes

k		0,400	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm ²	450,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm ²	1,35	section minimale d'armature dans la zone tendue
d	cm	55,1	hauteur utile
As	cm ²	7,10	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	91,698	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	3,980	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	21,8	axe neutre
If	dm ⁴	17,0249	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	11,73	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	269,67	contrainte acier - $\sigma_s < \sigma_s$ Lim - OK
- Vérification sur appui gauche			
d	cm	54,2	hauteur utile
As	cm ²	12,57	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	155,693	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	0,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	26,4	axe neutre
If	dm ⁴	23,7675	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	17,31	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	272,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui droit			
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm ²	10,30	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	136,207	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	8,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm ⁴	21,2583	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	15,86	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	285,83	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
Travée n°3			

- Vérification en travée			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,400	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm ²	450,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm ²	1,29	section minimale d'armature dans la zone tendue
d	cm	55,0	hauteur utile
As	cm ²	8,04	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	103,037	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	3,850	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	22,8	axe neutre
If	dm ⁴	18,4343	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	12,73	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	270,23	contrainte acier - $\sigma_s < \sigma_s$ Lim - OK
- Vérification sur appui gauche			
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm ²	10,30	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	136,207	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	0,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm ⁴	21,2583	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	15,86	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	285,83	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui droit			
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm ²	10,30	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	136,207	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	8,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm ⁴	21,2583	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	15,86	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure

σ_s	MPa	285,83	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s \text{ Lim}$ - Non Satisfaisant
Travée n°4			
- Vérification en travée			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,400	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm²	450,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm²	1,29	section minimale d'armature dans la zone tendue
d	cm	55,1	hauteur utile
As	cm²	7,10	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	91,698	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	3,720	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	21,8	axe neutre
If	dm4	17,0249	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	11,73	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
$\sigma_s \text{ Lim}$	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	269,67	contrainte acier - $\sigma_s < \sigma_s \text{ Lim}$ - OK
- Vérification sur appui gauche			
d	cm	54,5	hauteur utile
As	cm²	10,30	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	136,207	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	0,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	24,8	axe neutre
If	dm4	21,2583	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	15,86	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
$\sigma_s \text{ Lim}$	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	285,83	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s \text{ Lim}$ - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui droit			
d	cm	54,2	hauteur utile
As	cm²	12,57	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	155,693	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	8,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	26,4	axe neutre
If	dm4	23,7675	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	17,31	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa

wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	272,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
Travée n°5			
- Vérification en travée			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,400	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm²	450,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm²	1,35	section minimale d'armature dans la zone tendue
d	cm	54,6	hauteur utile
As	cm²	9,36	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	129,213	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	4,390	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	24,0	axe neutre
If	dm4	20,0964	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	15,41	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	295,85	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui gauche			
d	cm	54,2	hauteur utile
As	cm²	12,57	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	kN.m	155,693	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	0,000	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
y	cm	26,4	axe neutre
If	dm4	23,7675	inertie fissurée (n=15 et ϕ fluage =2)
σ_b	MPa	17,31	contrainte béton - $\sigma_b > 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	272,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant

La méthode forfaitaire de maitrise de l'ouverture des fissures n'étant pas concluante, il est procédé au calcul direct de l'ouverture des fissures suivant Art. 7.3.4

Variables	Unité	Valeur	Observations
Fct,eff	MPa	2,60	valeur moyenne de la résistance en traction du béton

k1		0,8	eq. 7.11
k2		0,5	eq. 7.11
k4		0,425	eq. 7.11

Travée n°1: ouverture fissures de flexion en travée

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	17,5	eq. 7.12
A _s	cm ²	9,36	section d'acier tendue
M _s	MN. m	0,1292	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	24,0	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	12,0	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	180,17	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,052	eq. 7.10
S _{rmax}	mm	156,77	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	295,8	contrainte de traction sur l'acier
k _t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E _s /E _{cm}
0.6 x σ_s /E _s	‰	0,888	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ϵ_{sm_cm}	‰	1,346	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w _k	mm	0,211	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w _{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
w _k < w _{max} -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°1: ouverture fissures de flexion sur appui droit

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	20,0	eq. 7.12
A _s	cm ²	12,57	section d'acier tendue

Ms	MN. m	0,1557	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	26,4	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	11,2	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm²	167,89	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,075	eq. 7.10
Srmax	mm	144,84	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	272,9	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,45	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,819	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm_cm	‰	1,262	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,183	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°2: ouverture fissures de flexion en travée

esp Max	cm	24,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,800	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de Srmax
c	cm	4,0	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
φeq	mm	15,1	eq. 7.12
As	cm²	7,10	section d'acier tendue
Ms	MN. m	0,0917	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	21,8	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	12,1	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm²	181,89	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,039	eq. 7.10
Srmax	mm	165,03	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	269,7	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,45	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,809	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm_cm	‰	1,182	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,195	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9

wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°2: ouverture fissures de flexion sur appui gauche

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
φeq	mm	20,0	eq. 7.12
As	cm ²	12,57	section d'acier tendue
Ms	MN. m	0,1557	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	26,4	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	11,2	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm ²	167,89	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,075	eq. 7.10
S _{rmax}	mm	144,84	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	272,9	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,45	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,819	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm_cm	‰	1,262	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,183	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°2: ouverture fissures de flexion sur appui droit

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
φeq	mm	18,2	eq. 7.12
As	cm ²	10,30	section d'acier tendue
Ms	MN. m	0,1362	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	24,8	hauteur du béton comprimé

hcef	cm	11,7	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm ²	176,21	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,058	eq. 7.10
Srmax	mm	152,39	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	285,8	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,45	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,857	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm_cm	‰	1,307	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,199	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°3: ouverture fissures de flexion en travée

esp Max	cm	24,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,800	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de Srmax
c	cm	4,0	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
φeq	mm	16,0	eq. 7.12
As	cm ²	8,04	section d'acier tendue
Ms	MN.m	0,1030	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	22,8	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	12,4	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm ²	186,15	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,043	eq. 7.10
Srmax	mm	162,37	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	270,2	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,45	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,811	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm_cm	‰	1,197	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,194	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°3: ouverture fissures de flexion sur appui gauche

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k ₃ suivant AN
k ₃		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	18,2	eq. 7.12
A _s	cm ²	10,30	section d'acier tendue
M _s	MN.m	0,1362	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	24,8	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	11,7	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	176,21	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,058	eq. 7.10
S _{rmax}	mm	152,39	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	285,8	contrainte de traction sur l'acier
k _t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E _s /E _{cm}
0.6 x σ_s /E _s	‰	0,857	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ϵ_{sm_cm}	‰	1,307	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w _k	mm	0,199	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w _{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
w _k < w _{max} -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°3: ouverture fissures de flexion sur appui droit

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k ₃ suivant AN
k ₃		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	18,2	eq. 7.12
A _s	cm ²	10,30	section d'acier tendue
M _s	MN.m	0,1362	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	24,8	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	11,7	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	176,21	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1

ρ_{peff}		0,058	eq. 7.10
S_{rmax}	mm	152,39	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	285,8	contrainte de traction sur l'acier
k_t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E_s/E_{cm}
$0.6 \times \sigma_s/E_s$	‰	0,857	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ε_{sm_cm}	‰	1,307	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w_k	mm	0,199	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w_{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
$w_k < w_{max} \rightarrow$ maitrise fissuration OK.			

Travée n°4: ouverture fissures de flexion en travée

esp Max	cm	24,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,800	esp < esp Max \rightarrow utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S_{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm \rightarrow k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	15,1	eq. 7.12
A_s	cm ²	7,10	section d'acier tendue
M_s	MN.m	0,0917	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	21,8	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	12,1	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	181,89	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,039	eq. 7.10
S_{rmax}	mm	165,03	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	269,7	contrainte de traction sur l'acier
k_t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E_s/E_{cm}
$0.6 \times \sigma_s/E_s$	‰	0,809	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ε_{sm_cm}	‰	1,182	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w_k	mm	0,195	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w_{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
$w_k < w_{max} \rightarrow$ maitrise fissuration OK.			

Travée n°4: ouverture fissures de flexion sur appui gauche

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k ₃ suivant AN
k ₃		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	18,2	eq. 7.12
A _s	cm ²	10,30	section d'acier tendue
M _s	MN.m	0,1362	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	24,8	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	11,7	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	176,21	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,058	eq. 7.10
S _{rmax}	mm	152,39	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	285,8	contrainte de traction sur l'acier
k _t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E _s /E _{cm}
0.6 x σ_s /E _s	‰	0,857	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ϵ_{sm_cm}	‰	1,307	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w _k	mm	0,199	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w _{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
w _k < w _{max} -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°4: ouverture fissures de flexion sur appui droit

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S _{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k ₃ suivant AN
k ₃		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	20,0	eq. 7.12
A _s	cm ²	12,57	section d'acier tendue
M _s	MN.m	0,1557	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	26,4	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	11,2	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	167,89	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,075	eq. 7.10
S _{rmax}	mm	144,84	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9

σ_s	MPa	272,9	contrainte de traction sur l'acier
k_t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E_s/E_{cm}
$0.6 \times \sigma_s/E_s$	‰	0,819	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ϵ_{sm_cm}	‰	1,262	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w_k	mm	0,183	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w_{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
$w_k < w_{max} \rightarrow$ maitrise fissuration OK.			

Travée n°5: ouverture fissures de flexion en travée

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	$esp < esp_{Max} \rightarrow$ utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S_{rmax}
c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - $c > 2,5cm \rightarrow k_3$ suivant AN
k_3		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	17,5	eq. 7.12
A_s	cm ²	9,36	section d'acier tendue
M_s	MN.m	0,1292	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	24,0	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	12,0	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	180,17	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,052	eq. 7.10
S_{rmax}	mm	156,77	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	295,8	contrainte de traction sur l'acier
k_t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport E_s/E_{cm}
$0.6 \times \sigma_s/E_s$	‰	0,888	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ϵ_{sm_cm}	‰	1,346	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w_k	mm	0,211	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w_{max}	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
$w_k < w_{max} \rightarrow$ maitrise fissuration OK.			

Travée n°5: ouverture fissures de flexion sur appui gauche

esp Max	cm	25,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	cm	3,000	$esp < esp_{Max} \rightarrow$ utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S_{rmax}

c	cm	4,0	enrobage ϕ longitudinal - $c > 2,5\text{cm}$ -> k3 suivant AN
k3		2,49	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	20,0	eq. 7.12
As	cm ²	12,57	section d'acier tendue
Ms	MN.m	0,1557	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	26,4	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	11,2	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm ²	167,89	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,075	eq. 7.10
Srmax	mm	144,84	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	272,9	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,45	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
$0.6 \times \sigma_s / E_s$	‰	0,819	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ϵ_{sm_cm}	‰	1,262	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,183	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,4	Limite d'ouverture de fissure
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

3 - 3 Limitation des flèches

Détermination des conditions limites de flèches par le calcul des élancements suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.2

Variables	Unité	Valeur	Observations
ρ_0	%	0,50	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	1,14	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,30	coef. eq 7.16
lim(l/d)		18,57	valeur limite du rapport portée/hauteur
lim(l/d)		16,25	réduction du rapport L/d par 7/Lc pour portée > 7m
L	m	7,75	Portée de la poutre
d	m	0,546	hauteur utile de la poutre
l/d		14,18	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile
Travée n°2:			
ρ	%	0,86	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,47	coef. eq 7.16
lim(l/d)		22,61	valeur limite du rapport portée/hauteur

lim(l/d)		19,79	réduction du rapport L/d par 7/Lc pour portée > 7m
L	m	7,70	Portée de la poutre
d	m	0,551	hauteur utile de la poutre
l/d		13,96	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile
Travée n°3:			
ρ	%	0,97	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,46	coef. eq 7.16
lim(l/d)		21,71	valeur limite du rapport portée/hauteur
lim(l/d)		18,99	réduction du rapport L/d par 7/Lc pour portée > 7m
L	m	7,70	Portée de la poutre
d	m	0,550	hauteur utile de la poutre
l/d		14,00	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile
Travée n°4:			
ρ	%	0,86	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,47	coef. eq 7.16
lim(l/d)		22,61	valeur limite du rapport portée/hauteur
lim(l/d)		19,79	réduction du rapport L/d par 7/Lc pour portée > 7m
L	m	7,70	Portée de la poutre
d	m	0,551	hauteur utile de la poutre
l/d		13,96	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile
Travée n°5:			
ρ	%	1,14	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,30	coef. eq 7.16
lim(l/d)		18,57	valeur limite du rapport portée/hauteur
lim(l/d)		16,25	réduction du rapport L/d par 7/Lc pour portée > 7m
L	m	7,75	Portée de la poutre
d	m	0,546	hauteur utile de la poutre
l/d		14,18	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile

Les élancements ne dépassent pas les limites autorisées par l'Eurocode, les conditions de flèche sont vérifiées.

4 - Dimensionnement de la section de béton et des armatures à l'Effort Tranchant

4 - 1 Clauses générales

Hypothèses générales prises pour le calcul de l'ensemble des travées:

- Angle Θ de la bielle béton comprimé: 45,00° soit $\text{Cotg}(\Theta) = 1,00$
- Angle α des armatures d'effort tranchant: 90° soit $\text{Cotg}(\alpha) = 0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de z.Cotg(Θ) pour valeur Ved: Non appliqué
- [EC2, 6.2.1(8)] - Décalage de d pour valeur Ved à l'appui: Non appliqué
- Espacement l'ier cadre: St/2

Autres valeurs numériques communes à l'ensemble des travées:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Cr _{dc}		0,1200	Cr _{dc} eq 6.2a
v (= v ₁)		0,540	(eq 6.6N)
ρ _{w,min}	‰	0,80	taux minimum armatures effort tranchant eq 9.5N
f _{ywd}	MPa	434,8	Contrainte de calcul acier effort tranchant

4 - 2 Travée n°1

Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	54,6	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
V _{ed_G}	kN	127,5	V _{ed} au nu de l'appui gauche
V _{ed_D}	kN	175,9	V _{ed} au nu de l'appui droit
V _{rdc min}	kN	29,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale V _{rdc} eq 6.2b
V _{rdc} eq 6.2a	kN	42,2	Effort tranchant résistant de calcul - V _{rdc} suivant eq 6.2a
V _{rdc}	kN	42,2	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul V _{rdc}
V _{ed} > V _{rdc} -> nécessité armature d'effort tranchant			
V _{rdmax}	kN	331,9	V _{rdMax} eq 6.9 - V _{ed} < V _{rdmax} -> compression bielle OK

Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 soit une section totale de 1,01 cm² par cours

Ecartement Maxi entre cadres: 40 cm - Section minimale acier tranchant: 1,20 cm²/m.

Reprise de bétonnage

Répartition:

Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

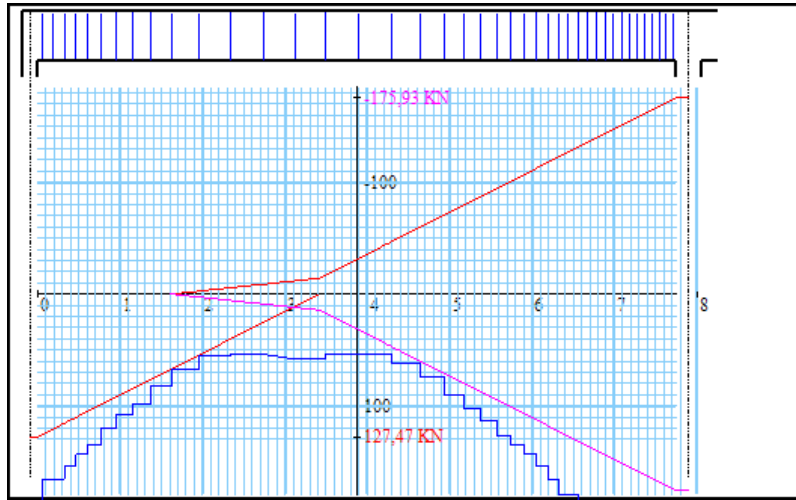
x (cm)	6	19	32	46	61	77	95	115	137	163	195	234
V _{Ed} (kN)	125,2	120,4	115,5	110,3	104,7	98,7	92,0	84,5	76,3	66,6	54,7	40,1
At/st (cm ² /m)	5,86	5,63	5,40	5,16	4,90	4,62	4,30	3,95	3,57	3,12	2,56	1,88
st (m)	6 + 13	13	14	15	16	18	20	22	26	32	39	40

Depuis l'appui droit

x (cm)	771	763	755	746	737	728	719	709	699	689	678	667
V _{Ed} (kN)	174,4	171,5	168,5	165,1	161,8	158,4	155,0	151,3	147,6	143,8	139,7	135,6
At/st (cm ² /m)	8,16	8,02	7,88	7,72	7,57	7,41	7,25	7,08	6,90	6,73	6,54	6,34
st (m)	4 + 8	8	9	9	9	9	10	10	10	11	11	11
x (cm)	656	644	632	619	605	590	574	557	538	517	493	464
V _{Ed} (kN)	131,5	127,0	122,6	117,7	112,5	106,9	100,9	94,6	87,5	79,6	70,7	59,9
At/st (cm ² /m)	6,15	5,94	5,73	5,51	5,26	5,00	4,72	4,42	4,09	3,72	3,31	2,80

st (m)	12	12	13	14	15	16	17	19	21	24	29	35
x (cm)	429	389	349	312								
VEd (kN)	46,8	31,9	16,9	11,9								
At/st (cm²/m)	2,19	1,49	0,79	0,56								
st (m)	40	40	37									

Graphe



4 - 3 Travée n°2

Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	55,1	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	163,2	$\parallel Ved \parallel$ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	157,9	$\parallel Ved \parallel$ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	29,6	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	36,6	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	36,6	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\parallel Ved \parallel > Vrdc \rightarrow$ nécessité armature d'effort tranchant			
Vrdmax	kN	335,0	VrdMax eq 6.9 - $\parallel Ved \parallel < Vrdmax \rightarrow$ compression bielle OK

Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 soit une section totale de 1,01 cm² par cours

Ecartement Maxi entre cadres: 41 cm - Section minimale acier tranchant: 1,20 cm²/m.

Reprise de bétonnage

Répartition:

Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

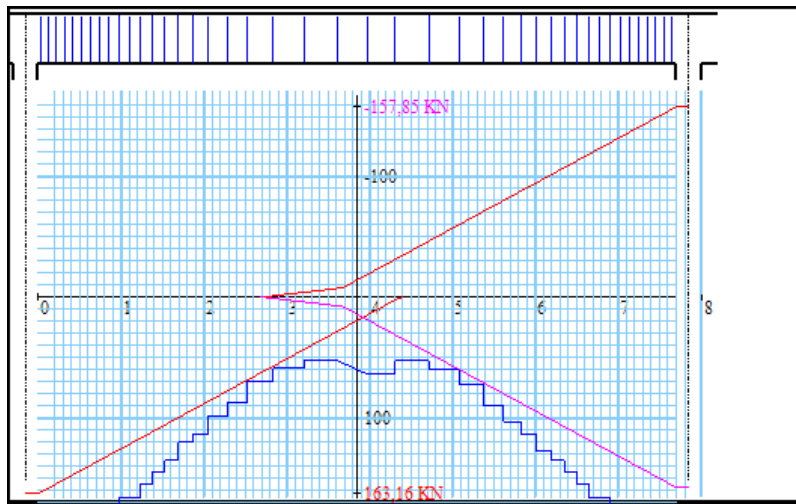
x (cm)	4	13	22	32	42	52	63	74	86	98	111	124
VEd (kN)	161,7	158,3	154,9	151,2	147,5	143,8	139,6	135,5	131,1	126,6	121,7	116,9

At/st (cm²/m)	7,49	7,34	7,18	7,01	6,83	6,66	6,47	6,28	6,07	5,87	5,64	5,42
st (m)	4 + 9	9	10	10	10	11	11	12	12	13	13	14
x (cm)	138	153	169	187	206	228	253	284	321	362		
VEd (kN)	111,7	106,1	100,1	93,4	86,3	78,1	68,7	57,2	43,3	28,0		
At/st (cm²/m)	5,17	4,91	4,64	4,33	4,00	3,62	3,18	2,65	2,01	1,30		
st (m)	15	16	18	19	22	25	31	37	41			

Depuis l'appui droit

x (cm)	765	755	745	735	724	713	702	690	677	664	650	635
VEd (kN)	156,0	152,3	148,5	144,8	140,7	136,6	132,5	128,0	123,1	118,3	113,1	107,5
At/st (cm²/m)	7,23	7,06	6,88	6,71	6,52	6,33	6,14	5,93	5,71	5,48	5,24	4,98
st (m)	5 + 10	10	10	11	11	11	12	13	13	14	15	16
x (cm)	619	602	583	562	538	508	472	431	397			
VEd (kN)	101,5	95,1	88,1	80,2	71,3	60,1	46,6	31,3	18,6			
At/st (cm²/m)	4,70	4,41	4,08	3,72	3,30	2,78	2,16	1,45	0,86			
st (m)	17	19	21	24	30	36	41	34				

Graphe



4 - 4 Travée n°3

Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	55,0	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	158,9	Ved au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	158,9	Ved au nu de l'appui droit

Vr _{dc} min	kN	29,6	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vr _{dc} eq 6.2b
Vr _{dc} eq 6.2a	kN	36,5	Effort tranchant résistant de calcul - Vr _{dc} suivant eq 6.2a
Vr _{dc}	kN	36,5	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vr _{dc}
Ved > Vr _{dc} -> nécessité armature d'effort tranchant			
Vr _d max	kN	334,1	Vr _d Max eq 6.9 - Ved < Vr _d max -> compression bielle OK

Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 soit une section totale de 1,01 cm² par cours

Ecartement Maxi entre cadres: 41 cm - Section minimale acier tranchant: 1,20 cm²/m.

Reprise de bétonnage

Répartition:

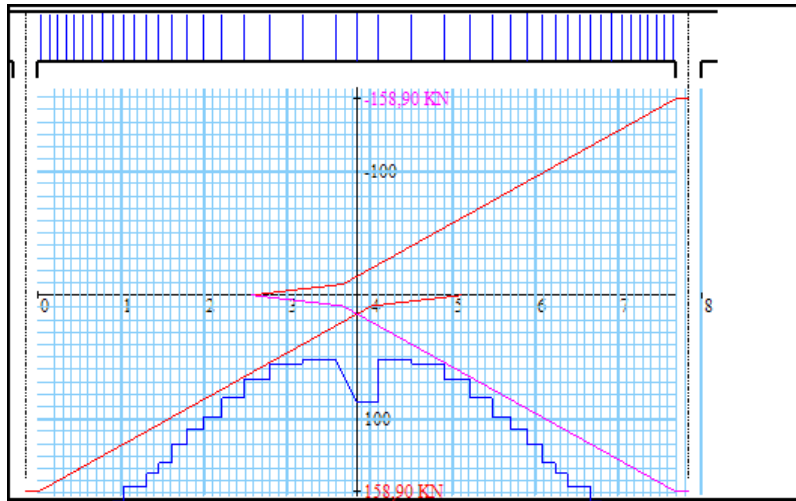
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	4	14	24	34	44	55	66	78	90	103	117	131
VEd (kN)	157,4	153,7	149,9	146,2	142,5	138,4	134,3	129,8	125,3	120,5	115,2	110,0
At/st (cm²/m)	7,31	7,14	6,97	6,79	6,62	6,43	6,24	6,03	5,82	5,60	5,35	5,11
st (m)	4 + 10	10	10	10	11	11	12	12	13	14	14	15
x (cm)	146	162	180	200	222	248	280	319	360			
VEd (kN)	104,4	98,4	91,7	84,3	76,0	66,3	54,4	39,8	24,5			
At/st (cm²/m)	4,85	4,57	4,26	3,91	3,53	3,08	2,53	1,85	1,14			
st (m)	16	18	20	22	26	32	39	41				

Depuis l'appui droit

x (cm)	766	756	746	736	726	715	704	692	680	667	653	639
VEd (kN)	157,4	153,7	149,9	146,2	142,5	138,4	134,3	129,8	125,3	120,5	115,2	110,0
At/st (cm²/m)	7,31	7,14	6,97	6,79	6,62	6,43	6,24	6,03	5,82	5,60	5,35	5,11
st (m)	4 + 10	10	10	10	11	11	12	12	13	14	14	15
x (cm)	624	608	590	570	548	522	490	451	410	385		
VEd (kN)	104,4	98,4	91,7	84,3	76,0	66,3	54,4	39,8	24,5	15,2		
At/st (cm²/m)	4,85	4,57	4,26	3,91	3,53	3,08	2,53	1,85	1,14	0,71		
st (m)	16	18	20	22	26	32	39	41	25			

Graphe



4 - 5 Travée n°4

Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	55,1	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	157,9	$\parallel Ved \parallel$ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	163,2	$\parallel Ved \parallel$ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	29,6	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	36,6	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	36,6	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\parallel Ved \parallel > Vrdc \rightarrow$ nécessité armature d'effort tranchant			
Vrdmax	kN	335,0	VrdMax eq 6.9 - $\parallel Ved \parallel < Vrdmax \rightarrow$ compression bielle OK

Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 soit une section totale de 1,01 cm² par cours

Ecartement Maxi entre cadres: 41 cm - Section minimale acier tranchant: 1,20 cm²/m.

Reprise de bétonnage

Répartition:

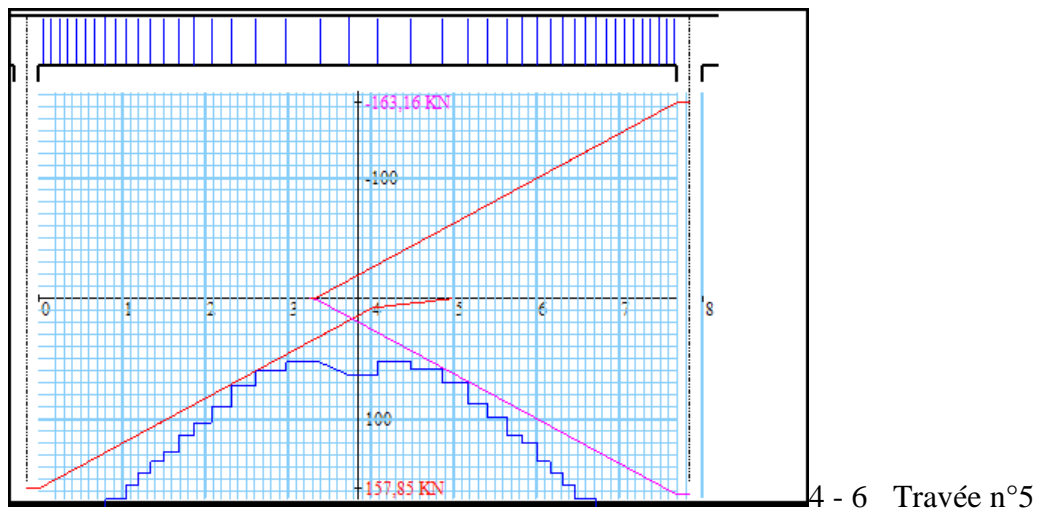
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	5	15	25	35	46	57	68	80	93	106	120	135
VEd (kN)	156,0	152,3	148,5	144,8	140,7	136,6	132,5	128,0	123,1	118,3	113,1	107,5
At/st (cm²/m)	7,23	7,06	6,88	6,71	6,52	6,33	6,14	5,93	5,71	5,48	5,24	4,98
st (m)	5 + 10	10	10	11	11	11	12	13	13	14	15	16
x (cm)	151	168	187	208	232	262	298	339				
VEd (kN)	101,5	95,1	88,1	80,2	71,3	60,1	46,6	31,3				
At/st (cm²/m)	4,70	4,41	4,08	3,72	3,30	2,78	2,16	1,45				
st (m)	17	19	21	24	30	36	41					

Depuis l'appui droit

x (cm)	766	757	748	738	728	718	707	696	684	672	659	646
V _{Ed} (kN)	161,7	158,3	154,9	151,2	147,5	143,8	139,6	135,5	131,1	126,6	121,7	116,9
A _t /s _t (cm ² /m)	7,49	7,34	7,18	7,01	6,83	6,66	6,47	6,28	6,07	5,87	5,64	5,42
s _t (m)	4 + 9	9	10	10	10	11	11	12	12	13	13	14
x (cm)	632	617	601	583	564	542	517	486	449	408	374	
V _{Ed} (kN)	111,7	106,1	100,1	93,4	86,3	78,1	68,7	57,2	43,3	28,0	18,3	
A _t /s _t (cm ² /m)	5,17	4,91	4,64	4,33	4,00	3,62	3,18	2,65	2,01	1,30	0,85	
s _t (m)	15	16	18	19	22	25	31	37	41	34		

Graphe



Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	54,6	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
V _{Ed} _G	kN	175,9	V _{Ed} au nu de l'appui gauche
V _{Ed} _D	kN	127,5	V _{Ed} au nu de l'appui droit
V _{rdc} min	kN	29,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale V _{rdc} eq 6.2b
V _{rdc} eq6.2a	kN	42,2	Effort tranchant résistant de calcul - V _{rdc} suivant eq 6.2a
V _{rdc}	kN	42,2	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul V _{rdc}
V _{Ed} > V _{rdc} -> nécessité armature d'effort tranchant			
V _{rd} max	kN	331,9	V _{rd} Max eq 6.9 - V _{Ed} < V _{rd} max -> compression bielle OK

Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 soit une section totale de 1,01 cm² par cours

Ecartement Maxi entre cadres: 40 cm - Section minimale acier tranchant: 1,20 cm²/m.

Reprise de bétonnage

Répartition:

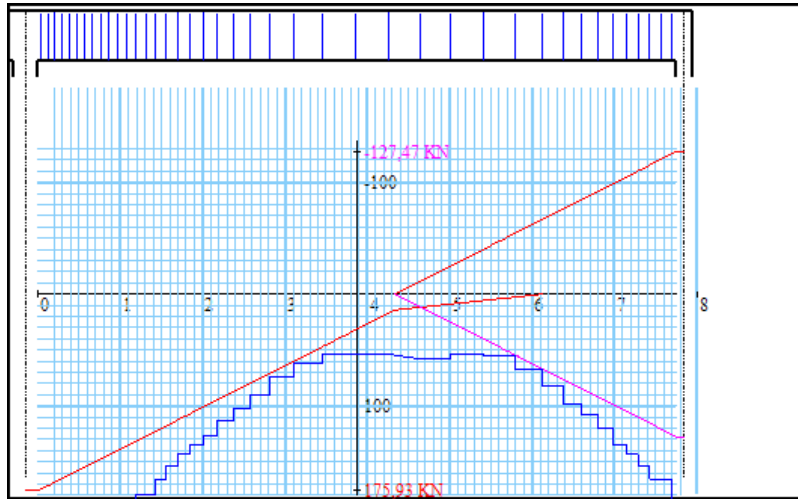
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	4	12	20	29	38	47	56	66	76	86	97	108
VEd (kN)	174,4	171,5	168,5	165,1	161,8	158,4	155,0	151,3	147,6	143,8	139,7	135,6
At/st (cm²/m)	8,16	8,02	7,88	7,72	7,57	7,41	7,25	7,08	6,90	6,73	6,54	6,34
st (m)	4 + 8	8	9	9	9	9	10	10	10	11	11	11
x (cm)	119	131	143	156	170	185	201	218	237	258	282	311
VEd (kN)	131,5	127,0	122,6	117,7	112,5	106,9	100,9	94,6	87,5	79,6	70,7	59,9
At/st (cm²/m)	6,15	5,94	5,73	5,51	5,26	5,00	4,72	4,42	4,09	3,72	3,31	2,80
st (m)	12	12	13	14	15	16	17	19	21	24	29	35
x (cm)	346	386	426									
VEd (kN)	46,8	31,9	16,9									
At/st (cm²/m)	2,19	1,49	0,79									
st (m)	40	40										

Depuis l'appui droit

x (cm)	769	756	743	729	714	698	680	660	638	612	580	541
VEd (kN)	125,2	120,4	115,5	110,3	104,7	98,7	92,0	84,5	76,3	66,6	54,7	40,1
At/st (cm²/m)	5,86	5,63	5,40	5,16	4,90	4,62	4,30	3,95	3,57	3,12	2,56	1,88
st (m)	6 + 13	13	14	15	16	18	20	22	26	32	39	40
x (cm)	501	464										
VEd (kN)	25,2	11,8										
At/st (cm²/m)	1,18	0,55										
st (m)	37											

Graphe



5 - Vérification des appuis

5 - 1 Dimensions des appuis

Appui gauche - travée 1 :

■ Détermination de l'angle de la bielle d'about

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2) et ANF 2015

Angle de la bielle d'about Θ' : 55,87° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction, avec tirant dans une seule direction. La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85 \cdot v' \cdot f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 127,47 kN (soit V_{Ed} au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,5 cm.

longueur d'appui a2: 16,9 cm.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b_w \cdot a_1)$: 4,86 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b_w \cdot a_2 \cdot \sin \Theta')$: 6,08 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 1 et travée 2 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)

Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 56,88° (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: 56,93° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 1 \cdot v' \cdot f_{cd}$ (eq 6.60) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 30,0 cm.

longueur d'appui a2: 27,5 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 27,4 cm (côté droit).

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: n°3

Effort vertical maximal: 175,93 kN (soit V_{Ed} au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 137,99 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd}) / b_w \cdot a_1)$: 6,98 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (=V_{edg} / b_w \cdot a_2 \cdot \sin \Theta'_g)$: 5,10 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (=V_{edd} / b_w \cdot a_3 \cdot \sin \Theta'_d)$: 4,01 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 2 et travée 3 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)

Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 56,93° (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: 56,92° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 1.v'.f_{cd}$ (eq 6.60) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 30,0 cm.

longueur d'appui a2: 27,4 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 27,4 cm (côté droit).

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: n°4

Effort vertical maximal: 157,85 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 36,98 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd})/b.w.a1)$: 4,33 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (= V_{edg}/b.w.a2.Sin\Theta_g')$: 4,59 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (= V_{edd}/b.w.a3.Sin\Theta_d')$: 1,07 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 3 et travée 4 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)

Angle Θ 'de la bielle côté gauche de l'appui : 56,92° (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ 'de la bielle côté droit de l'appui: 56,93° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 1.v'.f_{cd}$ (eq 6.60) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 30,0 cm.

longueur d'appui a2: 27,4 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 27,4 cm (côté droit).

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: n°5

Effort vertical maximal: 158,90 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 14,85 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd})/b.w.a1)$: 3,86 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (= V_{edg}/b.w.a2.Sin\Theta_g')$: 4,62 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (= V_{edd}/b.w.a3.Sin\Theta_d')$: 0,43 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 4 et travée 5 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)

Angle Θ 'de la bielle côté gauche de l'appui : 56,93° (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ 'de la bielle côté droit de l'appui: 56,88° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 1.v'.f_{cd}$ (eq 6.60) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 30,0 cm.

longueur d'appui a2: 27,4 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 27,5 cm (côté droit).

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: n°6

Effort vertical maximal: 163,16 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 25,66 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd})/b.w.a1)$: 4,20 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (= V_{edg}/b.w.a2.Sin\Theta_g')$: 4,74 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (= V_{edd}/b.w.a3.Sin\Theta_d')$: 0,74 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui droit - travée 5 :

■ Détermination de l'angle de la bielle d'about

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2) et ANF 2015

Angle de la bielle d'about Θ' : 55,87° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction, avec tirant dans une seule direction.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 127,47 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,5 cm.

longueur d'appui a2: 16,9 cm.

Facette appui: σ_{Rd1} ($=V_{ed}/b_w.a_1$): 4,86 MPa < σ_{RdMax} - OK
 Facette poutre: σ_{Rd2} ($=V_{ed}/b_w.a_2.\sin\Theta'$): 6,08 MPa < σ_{RdMax} - OK

5 - 2 Valeurs des réactions d'appuis

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1275 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0128 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1133 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0166 MN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0267 MN.	
Comb. n° 6 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0240 MN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0042 MN.	
Comb. n° 8 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0153 MN.	
Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1968 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1968 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,3391 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1744 MN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0561 MN.	
Comb. n° 6 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0721 MN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,1747 MN.	
Comb. n° 8 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0515 MN.	
Appui n°3		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1697 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1697 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1649 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,3168 MN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1681 MN.	
Comb. n° 6 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0466 MN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,1751 MN.	
Comb. n° 8 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0185 MN.	
Appui n°4		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1697 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1697 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0466 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1681 MN.	

Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,3168 MN.	
Comb. n° 6 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1649 MN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0185 MN.	
Comb. n° 8 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,1751 MN.	
Appui n°5		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1968 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1968 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0721 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0561 MN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1744 MN.	
Comb. n° 6 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,3391 MN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0515 MN.	
Comb. n° 8 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,1747 MN.	
Appui n°6		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1275 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0128 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0240 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0267 MN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,0166 MN.	
Comb. n° 6 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1133 MN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0153 MN.	
Comb. n° 8 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,0042 MN.	

6 - Dimensionnement des aciers de coutures des membrures

Calcul établi suivant les dispositions de l'article 6.2.4 de l'EN1992-1-1:2005

Variables	Unité	Valeur	Observations
Θ_f	°	45,00	angle de la bielle béton membrure
f_{cd}	MPa	16,67	Résistance de calcul en compression béton
f_{ctd}	MPa	1,200	Résistance de calcul en traction béton
ν		0,540	coef eq 6.22
$\text{Lim } \sigma_b$	MPa	4,500	Limite compression béton - eq 6.22
f_{yd}	MPa	434,78	limite élasticité de calcul acier
Travée n°1			
k		1	coef. reprise bétonnage sur jonction âme-membrure
$k.f_{ctd}$	MPa	1,200	σ Limite table sans couture - A. 6.2.4(6)

Δx	m	1,76	Distance de glissement retenu = 1ier intervalle
Z	m	0,49	bras de levier
ΔM_{Ed}	KN.m	172,9	variation du moment sur Δx
ΔF_d	KN	161,8	variation effort normal dans membrure sur Δx
v_{Ed} - Cisail.	MPa	1,149	<1,200MPa - aucune couture
Poutre solidaire d'un plancher et aucune armature de couture sur la jonction âme - membrure.			
Travée n°2			
k		1	coef. reprise bétonnage sur jonction âme-membrure
k.fctd	MPa	1,200	σ Limite table sans couture - A. 6.2.4(6)
Δx	m	1,52	Distance de glissement retenu = 4ième intervalle
Z	m	0,50	bras de levier
ΔM_{Ed}	KN.m	129,0	variation du moment sur Δx
ΔF_d	KN	119,5	variation effort normal dans membrure sur Δx
v_{Ed} - Cisail.	MPa	0,983	<1,200MPa - aucune couture
Poutre solidaire d'un plancher et aucune armature de couture sur la jonction âme - membrure.			
Travée n°3			
k		1	coef. reprise bétonnage sur jonction âme-membrure
k.fctd	MPa	1,200	σ Limite table sans couture - A. 6.2.4(6)
Δx	m	1,59	Distance de glissement retenu = 1ier intervalle
Z	m	0,50	bras de levier
ΔM_{Ed}	KN.m	142,6	variation du moment sur Δx
ΔF_d	KN	132,6	variation effort normal dans membrure sur Δx
v_{Ed} - Cisail.	MPa	1,042	<1,200MPa - aucune couture
Poutre solidaire d'un plancher et aucune armature de couture sur la jonction âme - membrure.			
Travée n°4			
k		1	coef. reprise bétonnage sur jonction âme-membrure
k.fctd	MPa	1,200	σ Limite table sans couture - A. 6.2.4(6)
Δx	m	1,52	Distance de glissement retenu = 1ier intervalle
Z	m	0,50	bras de levier
ΔM_{Ed}	KN.m	129,0	variation du moment sur Δx
ΔF_d	KN	119,5	variation effort normal dans membrure sur Δx
v_{Ed} - Cisail.	MPa	0,986	<1,200MPa - aucune couture
Poutre solidaire d'un plancher et aucune armature de couture sur la jonction âme - membrure.			
Travée n°5			
k		1	coef. reprise bétonnage sur jonction âme-membrure
k.fctd	MPa	1,200	σ Limite table sans couture - A. 6.2.4(6)

Δx	m	1,75	Distance de glissement retenu = 1er intervalle
Z	m	0,49	bras de levier
ΔM_{Ed}	KN.m	172,9	variation du moment sur Δx
ΔF_d	KN	161,8	variation effort normal dans membrure sur Δx
σ_{Ed} - Cisail.	MPa	1,156	$< 1,200 \text{ MPa}$ - aucune couture
Poutre solidaire d'un plancher et aucune armature de couture sur la jonction âme - membrure.			

7 - Détermination des aciers de construction

■ Poutre n°1: 1 lit de 2HA 12

Reprise de 0.15M0 en intégralité par les barres de construction: section théorique acier= $1,35 \text{ cm}^2 < 2,26 \text{ cm}^2$ = section barres de construction.

En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 10 pour reprise moment lors du levage.

Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 45,0 cm, longueur totale: 130,6 cm.

■ Poutre n°2: 1 lit de 2HA 8

En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 10 pour reprise moment lors du levage.

Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 45,0 cm, longueur totale: 128,6 cm.

■ Poutre n°3: 1 lit de 2HA 8

En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 10 pour reprise moment lors du levage.

Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 45,0 cm, longueur totale: 128,6 cm.

■ Poutre n°4: 1 lit de 2HA 8

En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 10 pour reprise moment lors du levage.

Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 45,0 cm, longueur totale: 128,6 cm.

■ Poutre n°5: 1 lit de 2HA 12

Reprise de 0.15M0 en intégralité par les barres de construction: section théorique acier= $1,35 \text{ cm}^2 < 2,26 \text{ cm}^2$ = section barres de construction.

En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 10 pour reprise moment lors du levage.

Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 45,0 cm, longueur totale: 130,6 cm.

8 - Détermination des aciers de peau

- Poutre n°1: sans objet.
- Poutre n°2: sans objet.
- Poutre n°3: sans objet.
- Poutre n°4: sans objet.
- Poutre n°5: sans objet.

9 - Résistance au feu

- aucune stabilité au feu demandée

10 - Métré

Quantitatif béton - coffrage - ferrailage - densité - masse

Travées	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	Total
Béton - volume coulé en place (m3)	0,125	0,119	0,119	0,119	0,125	0,607

Béton - volume préfabriqué (m3)	0,605	0,601	0,601	0,601	0,605	3,011
Béton - volume total (m3)	0,729	0,720	0,720	0,720	0,729	3,618
Coffrage – surface coulé en place (m2)						0,000
Coffrage - surface préfabriqué (m2)	9,223	9,163	9,163	9,163	9,223	45,934
Coffrage – surface totale (m2)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Armatures – masse totale (kg)	90,0	87,4	87,2	87,4	90,0	441,9
Densité de ferrailage (kg/m3)	123,4	121,4	121,1	121,4	123,4	122,1
Masse coulée en place (kg)	109,6	97,9	97,7	97,9	109,6	512,7
Masse préfabriquée (kg)	1 511,3	1 501,5	1 501,5	1 501,5	1 511,3	7 527,0
Masse totale (kg)	1 620,9	1 599,4	1 599,2	1 599,4	1 620,9	8 039,7

Quantitatif des armatures par diamètre HA

Diamètre barre HA	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Travée n°1 – Longueur (m)		61,91	15,50	15,95	4,43		14,78			
Travée n°1 – Masse (kg)		24,4	9,6	14,2	5,4		36,5			
Travée n°2 – Longueur (m)		80,53	15,40		4,34	9,27	10,65			
Travée n°2 – Masse (kg)		31,8	9,5		5,2	14,6	26,3			
Travée n°3 – Longueur (m)		80,53	15,40			15,30	8,82			
Travée n°3 – Masse (kg)		31,8	9,5			24,1	21,8			
Travée n°4 – Longueur (m)		80,53	15,40		4,34	9,27	10,66			
Travée n°4 – Masse (kg)		31,8	9,5		5,2	14,6	26,3			
Travée n°5 – Longueur (m)		61,91	15,50	15,95	4,43		14,78			
Travée n°5 – Masse (kg)		24,4	9,6	14,2	5,4		36,5			
Masse totale (kg)		144,2	47,6	28,3	21,2	53,4	147,2			

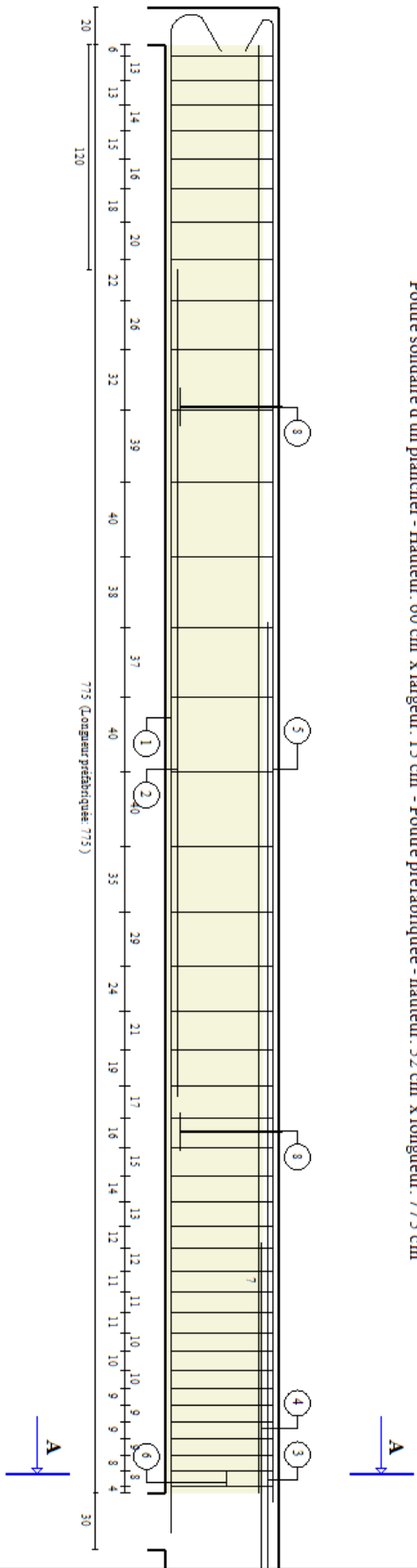
11 - Avertissements

Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique
Coefficient d'équivalence n: combinaison Quasi-Permanente non renseignée - Pris égal à combinaison caractéristique

12 - Plans

Vous trouverez ci-après les plans d'exécution des ouvrages établis suivant la note de calcul.
Attention: ces plans ne sont pas à l'échelle. Ils servent simplement à illustrer la note de calcul.
Les plans à l'échelle doivent être tirés directement depuis le logiciel via la commande imprimer.

Poutre : P1
Poutre solidaire d'un plancher - Hauteur: 60 cm x largeur: 15 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 52 cm x longueur: 775 cm



COUPE A - A

NOMENCLATURE DES ACIERS

1	2 HA 20 x 8,48 21 814	2	2 HA 14 x 4,43 443	3	2 HA 20 x 9,97 466 997	531
4	2 HA 20 x 2,99 134 299	5	2 HA 12 x 8,25 798 19	6	41 cadres HA 8 x 1,51 55 10	
7	2 x HA 10 x 7,75 775	8	2 x 1 boucle Ø10 x 1,31 6 55	9		

Béton: Fck = 25 MPa - granulats max: 10mm
Armature: HA500 classe B
Enrobage: supérieur = 2,50 cm, latéral = 2,50 cm, inférieur = 2,50 cm.
Diamètres des mandrins
Partie préfabriquée de la poutre: longueur 7,75m, hauteur 0,52 m, poids 1 511,3 kg
Boucles de levage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm
hauteur au-dessus de l'axe préfa: 10 cm - A couper avant coulage
Longueur ancrage dans la partie préfa > 45,0cm'

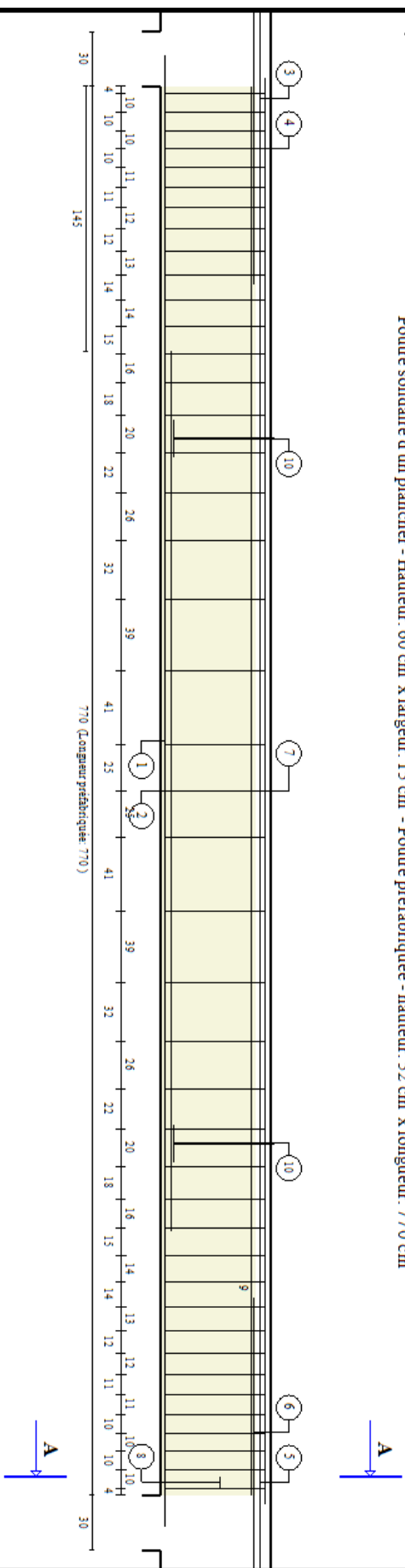
Poutre solidaire d'un plancher - Hauteur: 60 cm x largeur: 15 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 52 cm x longueur: 770 cm



1	2 HA16 x 8,04	$\frac{17}{804}$	$\frac{17}{17}$	2	2 HA14 x 4,34	$\frac{434}{434}$	3	2 HA20 x 8,97	$\frac{501}{997}$	$\frac{496}{496}$
4	2 HA20 x 2,99	$\frac{135}{299}$	$\frac{164}{164}$	5	2 HA20 x 8,41	$\frac{384}{841}$	6	2 HA16 x 7,46	$\frac{108}{246}$	$\frac{138}{138}$
7	2 HA8 x 7,80	$\frac{5}{780}$	$\frac{5}{5}$	8	43 cadres HA8 x 1,51	$\frac{55}{10}$	9	2 x HA10 x 7,70	$\frac{770}{770}$	
10	2 x 1 bouche Ø10 x 1,29		$\frac{5}{55}$	11			12			

Bâton: Pck = 7,5 MPa - granular max: 10mm
Armature: HA500 classe B
Enrobage: supérieur = 5,50 cm, latéral = 2,50 cm, inférieur = 2,50 cm
Diamètre des mandrins
Partie périphérique de la poutre: longueur 7,70m, hauteur 0,52 m, poids 1 501,5 kg
Boules de lavage: aciers doux type S355C - Ø mandrin: 38mm
hauteur au-dessus de la base: 10 cm - A-couplé avant coulage
Longueur ancrage dans la partie préfa: > 45,0cm

Poutre : P3
Poutre solidaire d'un plancher - Hauteur: 60 cm x largeur: 15 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 52 cm x longueur: 770 cm



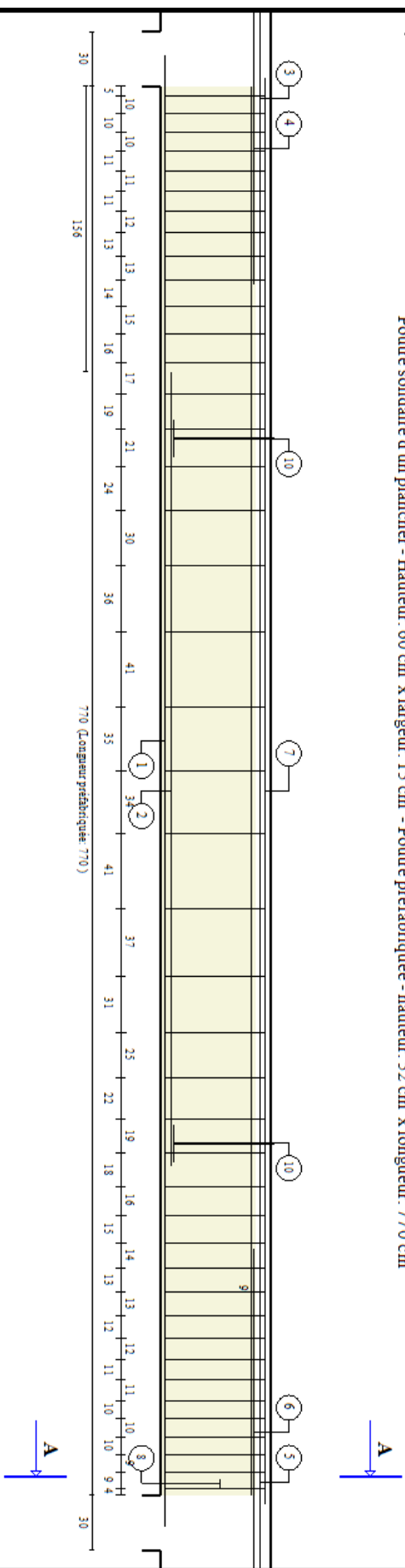
COUPE A - A

NOMENCLATURE DES ACIERS

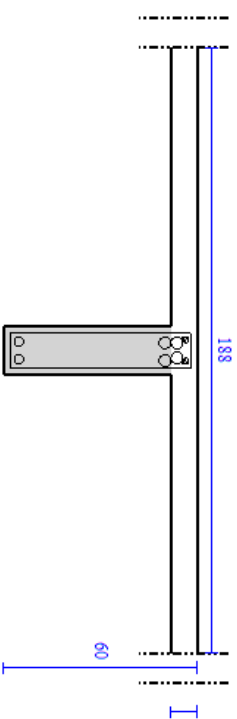
1	2 HA 16 x 8,04 $\frac{17}{804}$ $\frac{17}{17}$	2	2 HA 16 x 4,80 $\frac{480}{480}$	3	2 HA 20 x 8,41 $\frac{427}{841}$ $\frac{414}{841}$
4	2 HA 16 x 2,46 $\frac{108}{246}$ $\frac{138}{138}$	5	2 HA 20 x 8,41 $\frac{425}{841}$ $\frac{416}{416}$	6	2 HA 16 x 2,46 $\frac{108}{246}$ $\frac{138}{138}$
7	2 HA 8 x 7,80 $\frac{5}{780}$ $\frac{5}{780}$	8	43 cadres HA 8 x 1,51 $\frac{55}{10}$ $\frac{10}{10}$	9	2 x HA 10 x 7,70 $\frac{770}{770}$
10	2 x 1 boucle Ø10 x 1,29 $\frac{55}{55}$ $\frac{11}{11}$	11		12	

Béton: Fck = 25 MPa - granulats max: 10mm
Armature: HA500 classe B
Enrobage: supérieur = 2,50 cm, latéral = 2,50 cm, inférieur = 2,50 cm
Diamètres des mandrins
Partie préfabriquée de la poutre: longueur 770cm, hauteur 0,52 m, poids 1 501,5 kg
Boucles de lavage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm
hauteur au-dessus de l'arase préfa: 10 cm - A couper avant coulage
Longueur ancrage dans la partie préfa > 45,0cm!

Poutre : P4
Poutre solidaire d'un plancher - Hauteur: 60 cm x largeur: 15 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 52 cm x longueur: 770 cm



COUPE A - A

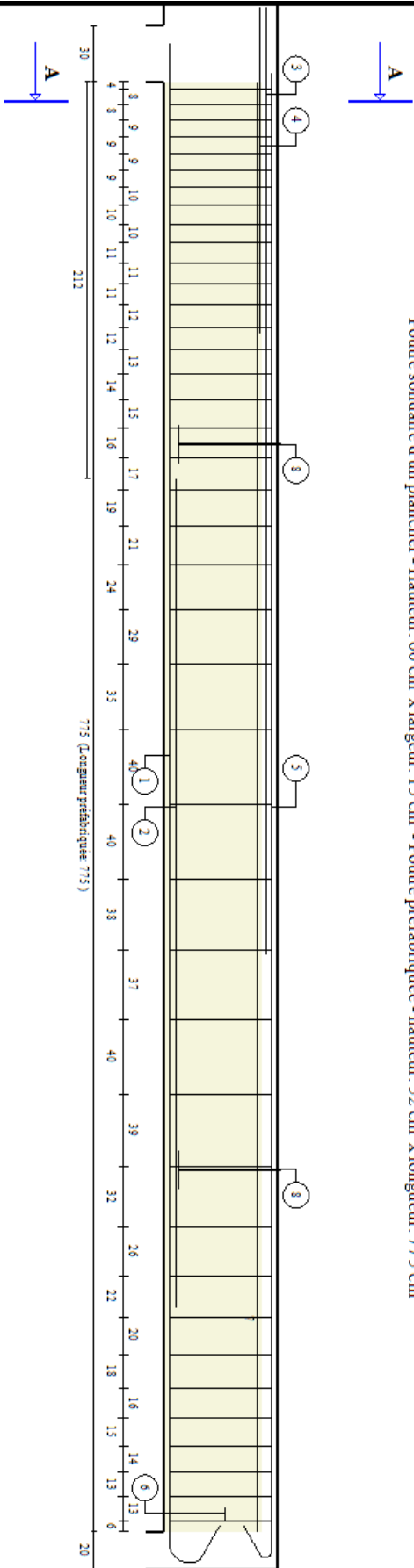


NOMENCLATURE DES ACIERS

	1	2	3
1	2 HA 16 x 8,04 $\frac{17}{804}$ $\frac{17}{17}$	2 HA 14 x 4,34 $\frac{434}{434}$	2 HA 20 x 8,41 $\frac{386}{841}$ $\frac{455}{455}$
4	2 HA 16 x 2,46 $\frac{108}{246}$ $\frac{138}{138}$	2 HA 20 x 9,86 $\frac{500}{986}$ $\frac{0}{0}$	2 HA 20 x 2,89 $\frac{135}{289}$ $\frac{0}{0}$
7	2 HA 8 x 7,80 $\frac{5}{780}$ $\frac{5}{5}$	43 cadres HA 8 x 1,51 $\frac{55}{10}$ $\frac{10}{10}$	2 x HA 10 x 7,70 $\frac{770}{770}$
10	2 x 1 boucle Ø10 x 1,29 $\frac{55}{55}$	11	12

Béton: Fck = 25 MPa - granulats max: 10mm
Armature: HA500 classe B
Enrobage: supérieur = 2,50 cm, latéral = 2,50 cm, inférieur = 2,50 cm
Diamètres des mandrins
Partie préfabriquée de la poutre: longueur 770cm, hauteur 0,52 m, poids 1 501,5 kg
Boucles de lavage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm
hauteur au-dessus de l'arase préfa: 10 cm - A couper avant coulage
Longueur ancrage dans la partie préfa > 45,0cm!

Poutre : P5
Poutre solidaire d'un plancher - Hauteur: 60 cm x largeur: 15 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 52 cm x longueur: 775 cm



COUPE A - A

NOMENCLATURE DES ACIERS

1	2 HA 20 x 8,48 81,41	2	2 HA 14 x 4,43 443	3	2 HA 20 x 9,86 466 986	520
4	2 HA 20 x 2,89 134 289	5	2 HA 12 x 8,25 798 19	6	41 cadres HA 8 x 1,51 55 10	
7	2 x HA 10 x 7,75 775	8	2 x 1 boucle Ø10 x 1,31 6 55	9		

Béton: Fck = 25 MPa - granulats max: 10mm
Armature: HA500 classe B
Enrobage: supérieur = 2,50 cm, latéral = 2,50 cm, inférieur = 2,50 cm.
Diamètres des mandrins
Partie préfabriquée de la poutre: longueur 7,75m, hauteur 0,52 m, poids 1 511,3 kg
Boucles de levage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 38mm
hauteur au-dessus de l'axe préfa: 10 cm - A couper avant coulage
Longueur ancrage dans la partie préfa > 45,0cm