

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

Note de calcul du : 09\_08\_2022\_11\_37\_41

Rédacteur : lefux\_ingenierie

Chantier : a

Logiciel : Poutre BA - version 3.0.0.0 2014 - 2022

## 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 isostatique

■ Travée n°1:

- Poutre en T - âme: 55,0 x 125,0cm (h) - Table de compression: 15,0 x 200,0cm (beff) - Portée entre nus d'appuis: 1360,0cm
- Appui gauche: Support en béton: Largeur 40,0cm; résistance 35MPa.
- Appui droit: Support en béton: Largeur 40,0cm; résistance 35MPa.
- Type de fabrication: Poutre coulée en place

### 1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - fck = 35 MPa - diamètre granulat: 20 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: XC3

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

■ Travée n°1: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 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 = 0,30 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	7 000,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	8 000,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

## 2 - Dimensionnement des armatures de flexion

### 2 - 1 Calcul des sections d'armatures longitudinales

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).
- Pas de redistribution limité des moments suivant art. 5.5.
- Pas d'écrêtage des moments sur appui.

- Travée n°1

### ■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Vérification de la largeur participante de la table de compression:

Largeur participante recommandé de la table de compression  $b_{eff} = 3,350$  m.

Largeur renseignée  $b_0 < b_{eff}$  recommandé - OK

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
$M_u$	kN.m	5 251,0	moment Maxi à 680 cm de l'appui gauche
$d$	cm	112,5	hauteur utile
$\mu$ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
$\mu$		0,0881	$> \mu$ limite - calcul en pivot B
$\alpha$		0,1155	Rapport $x/d$ (axe neutre/hauteur utile) - hauteur table comprimé $x$ : 13,0cm
$Z_u$	cm	107,8	bras de levier
$A_s$ inf	cm <sup>2</sup>	112,07	section acier armature inférieure
$A_s$ min	cm <sup>2</sup>	10,29	section d'acier minimale
$\epsilon_c$	‰	0,00	déformation maximale béton - $\sigma_c = 23,33$ MPa
$\epsilon_s$	‰	26,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
$\sigma_s$	MPa	452,69	modélisation avec palier incliné ( à comparer à 434,8MPa)
$A_s$ corrigé	cm <sup>2</sup>	107,64	section acier armature optimisée

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

Lit n°1: 5 HA32

Lit n°2: 5 HA32

Lit n°3: 4 HA32

Soit une section totale de 112,59 cm<sup>2</sup>

L'enrobage nominal de la barre longitudinale vis-à-vis des conditions d'adhérence est porté à 4,2cm. 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.

### ■ Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:

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

L'enrobage latéral nominal de la barre longitudinale vis-à-vis des conditions d'adhérence est porté à 4,2cm. 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.

## 2 - 2 Epure des armatures

### - Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2:  $F_E = [V_{ed}].a_l/z$  (+  $M_{ed}/z$  sur appui intermédiaire) -  $N_{ed} = 0$  en flexion simple.

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

Ancrage au nu d'appui (disposition non sécuritaire)

### - Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant:  $a_l = 1,26$  m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

### ■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 3 lit(s) inférieur(s).

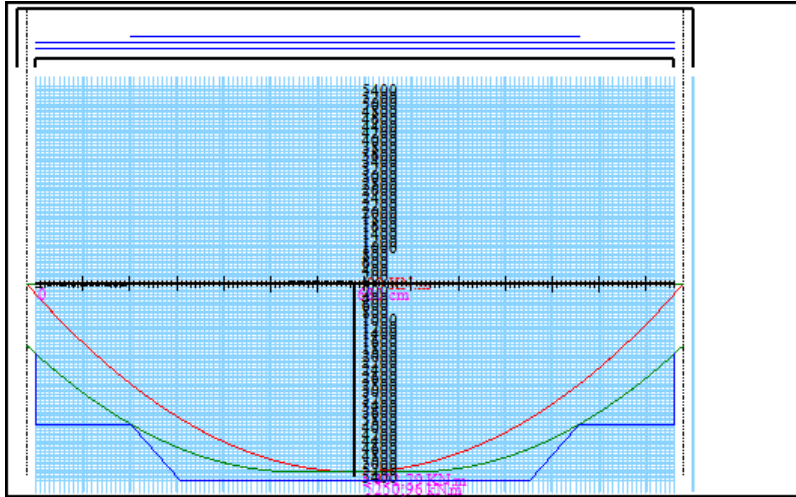
Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm²	40,21	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm²	40,21	Aire du lit inférieur n°2
As3	cm²	32,17	Aire du lit inférieur n°3
z	m	1,012	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
$\cotgt(\Theta_{tr})/2$		1,25	valeur de a/z de l'eq. 9.3
Ved	kN	1 458,60	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	1 823,38	Effort de traction sur l'appui à ancrer
Agl	cm²	41,94	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant
$Agl < As1 + As2$ - Ancrage des 2 lits n°1 et n°2			
Appui droit			
$\cotgt(\Theta_{tr})/2$		1,25	valeur de a/z de l'eq. 9.3
Ved	kN	1 458,60	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	1 823,38	Effort de traction sur l'appui à ancrer
Agl	cm²	41,94	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant
$Agl < As1 + As2$ - Ancrage des 2 lits n°1 et n°2			

#### ■ 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<sup>ière</sup> travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
<b>Section en travée</b>	cm²	40,21	40,21	32,17
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	1961,7	3923,4	5492,8
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	0,00 *	3,08
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	0,00	2,02
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2 <sup>ième</sup> point)	m	13,60 *	13,60	10,52
Abscisse origine de l'ancrage (2 <sup>ième</sup> point)	m	13,60	13,60	11,58

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 :  $\sigma_s \leq 0,8.f_{yk}$

Variables	Unité	Valeur	Observations
<b>Travée n°1</b>			
Fluage $\phi$		2,00	
$\alpha_e$		15,00	Coefficient d'équivalence Acier/Béton
Vérification contraintes de flexion en travée			
Pas de moment positif en travée. la poutre est soulevée sur toute sa longueur.			
d	cm	112,5	hauteur utile
$A_s$	cm <sup>2</sup>	112,59	section acier ELU armature inférieure
y	cm	41,3	axe neutre
$I_f$	dm <sup>4</sup>	1236,8646	inertie fissurée
$\sigma_b$	MPa	0,00	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 21,00$ MPa - OK
$\sigma_s$	MPa	0,00	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
$f_{ct,eff}$	MPa	3,20	valeur moyenne de la résistance en traction du béton
$\sigma_s$	MPa	500,0	contrainte maximale admise sur l'acier
<b>Travée n°1</b>			

- Vérification en travée			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,650	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm <sup>2</sup>	3 410,8	section droite de béton tendu
Asmin	cm <sup>2</sup>	5,68	section minimale d'armature dans la zone tendue
wmax	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
As	cm <sup>2</sup>	112,59	As ELU > Asmin -> <b>Vérification sans calcul direct admis</b>
Ms	kN.m	2 888,6	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	6,800	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
d	cm	112,5	hauteur utile
y	cm	41,3	axe neutre
If	dm <sup>4</sup>	1236,8646	inertie fissurée (n=15)
σb	MPa	9,64	contrainte béton - σb < 0,6.fck = 21,00 MPa - OK
σs Lim	MPa	160,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σs	MPa	249,41	contrainte acier - σs > σs Lim - Non Satisfaisant
Hauteur poutre > 1m - Application A.7.3.3(3) acier de peau			
As peau	cm <sup>2</sup>	4,37	A répartir sur les 2 joues entre acier en traction et axe neutre

La méthode forfaitaire de maîtrise 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	3,20	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	mm	305,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	mm	75,0	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S <sub>max</sub>
c	cm	4,5	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,30	eq. 7.11
φeq	mm	32,0	eq. 7.12
As	cm <sup>2</sup>	112,59	section d'acier tendue
Ms	KN.m	2 888,6	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	41,3	hauteur du béton comprimé

hcef	cm	27,9	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm <sup>2</sup>	1535,23	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,073	eq. 7.10
Srmax	mm	177,57	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	249,4	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		5,88	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,748	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm-εcm	‰	1,122	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,199	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,3	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
ρ0	%	0,59	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	1,35	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,00	coef. eq 7.16
min/maj σs		1,05	minoration/Majoration suivant eq. 7.17
min/maj b0>3b		0.80	réduction de 20% du rapport L/d pour les poutres en Té dont b0>3b
lim(L/d)		12,47	valeur limite du rapport portée/hauteur utile
Leff	m	14,00	Portée utile de la poutre
d	m	1,125	hauteur utile de la poutre
L/d		12,45	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 - Vérification de la section de béton et dimensionnement 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: 21,80° soit Cotg(Θ)= 2,50
- Angle α des armatures d'effort tranchant: 90° soit Cotg(α)= 0
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de z.Cotg(Θ) pour valeur Ved: Appliqué
- [EC2, 6.2.1(8)] - Décalage de d pour valeur Ved à l'appui: Non appliqué
- Espacement l'ier cadre: St/2
- Contrainte sur l'armature d'effort tranchant limitée à 80% de la limite caractéristique d'élasticité fyk.

Autres valeurs numériques communes à l'ensemble des travées:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Cr <sub>dc</sub>		0,1200	Cr <sub>dc</sub> eq 6.2a
v		0,516	(eq 6.6N)
v <sub>l</sub>		0,600	(eq 6.10N)
ρ <sub>w,min</sub>	‰	0,95	taux minimum armatures effort tranchant eq 9.5N
f <sub>ywd</sub>	MPa	400,0	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	112,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
V <sub>ed_G</sub>	kN	915,9	V <sub>ed</sub>    au nu de l'appui gauche
V <sub>ed_D</sub>	kN	915,9	V <sub>ed</sub>    au nu de l'appui droit
V <sub>rdc min</sub>	kN	219,2	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale V <sub>rdc</sub> eq 6.2b
V <sub>rdc eq6.2a</sub>	kN	299,0	Effort tranchant résistant de calcul - V <sub>rdc</sub> suivant eq 6.2a
V <sub>rdc</sub>	kN	299,0	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul V <sub>rdc</sub>
V <sub>ed</sub>    > V <sub>rdc</sub> -> nécessité armature d'effort tranchant			
V <sub>rdmax</sub>	kN	2 687,2	V <sub>rdMax</sub> eq 6.9 -    V <sub>ed</sub>    < V <sub>rdmax</sub> -> compression bielle OK

##### Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA10 et 3 épingles HA10 par cours soit une section totale de 3,93 cm<sup>2</sup> par cours

Ecartement Maxi entre cadres: 75 cm - Section minimale acier tranchant: 5,21 cm<sup>2</sup>/m.

Valeur du décalage z.Cotg(Θ): 253,0 cm.

##### **Répartition:**

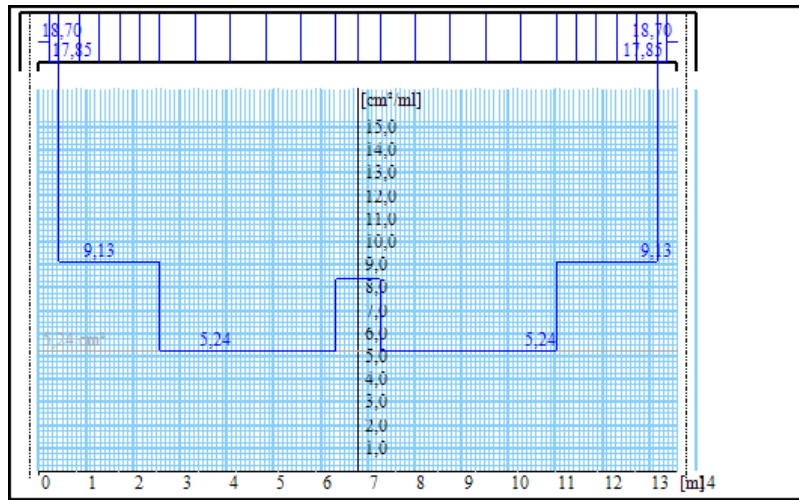
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	21	43	86	129	172	215	258	333	408	483	558	633
V <sub>Ed</sub> (kN)	915,9	373,2					915,9					
A <sub>t/st</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	9,05	3,69					9,05					
st (m)	21 + 22	43	43	43	43	43	75	75	75	75	75	

Depuis l'appui droit

x (cm)	1339	1317	1274	1231	1188	1145	1102	1027	952	877	802	727
V <sub>Ed</sub> (kN)	915,9	373,2					0,0					0,0
A <sub>t/st</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	9,05	3,69					0,00					0,00
st (m)	21 + 22	43	43	43	43	43	75	75	75	75	75	47

## Graphes



## 5 - Vérification des appuis

### 5 - 1 Vérification des bielles d'appuis

#### Appui gauche - travée 1 :

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

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art. 6.5 et 9.2.1.4(2) et ANF 2015

Angle de la bielle d'about  $\Theta'$ : 38,66° (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: 17,06 MPa.

Effort vertical maximal: 1 458,60 kN ( soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 37,0 cm.

longueur d'appui a2: 40,0 cm.

Facette appui:  $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b \cdot w \cdot a_1)$ : 7,17 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

Facette poutre:  $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b \cdot w \cdot a_2 \cdot \sin \Theta')$ : 10,62 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

#### Appui droit - travée 1 :

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

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art. 6.5 et 9.2.1.4(2) et ANF 2015

Angle de la bielle d'about  $\Theta'$ : 38,66° (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: 17,06 MPa.

Effort vertical maximal: 0,00 kN ( soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 37,0 cm.

longueur d'appui a2: 40,0 cm.

Facette appui:  $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b \cdot w \cdot a_1)$ : 7,17 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

Facette poutre:  $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b \cdot w \cdot a_2 \cdot \sin \Theta')$ : 10,62 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

### 5 - 2 Valeurs des réactions d'appuis

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 1,4586 MN.	



Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 1,4586 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
$\Theta_f$	°	45,00	angle de la bielle béton membrure
$f_{cd}$	MPa	23,33	Résistance de calcul en compression béton
$f_{ctd}$	MPa	1,467	Résistance de calcul en traction béton
$\nu$		0,516	coef eq 6.22
$\text{Lim } \sigma_b$	MPa	6,020	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	1,467	$\sigma$ Limite table sans couture - A. 6.2.4(6)
$\Delta x$	m	3,50	Distance de glissement retenu = 1ier intervalle
$Z$	m	1,01	bras de levier
$\Delta M_{Ed}$	KN.m	3 937,1	variation du moment sur $\Delta x$
$\Delta F_d$	KN	1 410,1	variation effort normal dans membrure sur $\Delta x$
$\sigma_{Ed}$ - Cisail.	MPa	2,686	< 6,02 MPa, $\sigma$ Lim écrasement bielle béton (eq 6.22) - OK
$A_s$ total	cm²/ml	10,64	aire totale acier couture dans membrure eq 6.21
$A_s$ flexion T.	cm²/ml	6,01	aire acier pour reprise flexion transversale
Retenu 109 cadres Ø10 pour une section de 12,59 cm²/ml			

## **7 - Détermination des aciers de construction**

- Poutre n°1: 1 lit de 5HA 12

## **8 - Détermination des aciers de peau**

- Poutre n°1: 2 lit(s) par face de barre(s) HA 12

## **9 - Résistance au feu**

- aucune stabilité au feu demandée

## **10 - Métré**

Quantitatif béton - coffrage - ferrailage - densité - masse

Travées	N°1	Total
Béton - volume coulé en place (m3)	13,032	13,032
Béton - volume préfabriqué (m3)		0,000
Béton - volume total (m3)	13,032	13,032
Coffrage – surface coulé en place (m2)	64,800	64,800
Coffrage - surface préfabriqué (m2)		0,000
Coffrage – surface totale (m2)	0,000	0,000
Armatures – masse totale (kg)	1 749,5	1 749,5
Densité de ferrailage (kg/m3)	134,2	134,2
Masse coulée en place (kg)	29 116,7	29 116,7
Masse préfabriquée (kg)	0,0	0,0
Masse totale (kg)	29 116,7	29 116,7

#### Quantitatif des armatures par diamètre HA

Diamètre barre HA	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Travée n°1 – Longueur (m)			659,09	123,60					195,37	
Travée n°1 – Masse (kg)			406,4	109,7					1233,5	
Masse totale (kg)			406,4	109,7					1233,5	

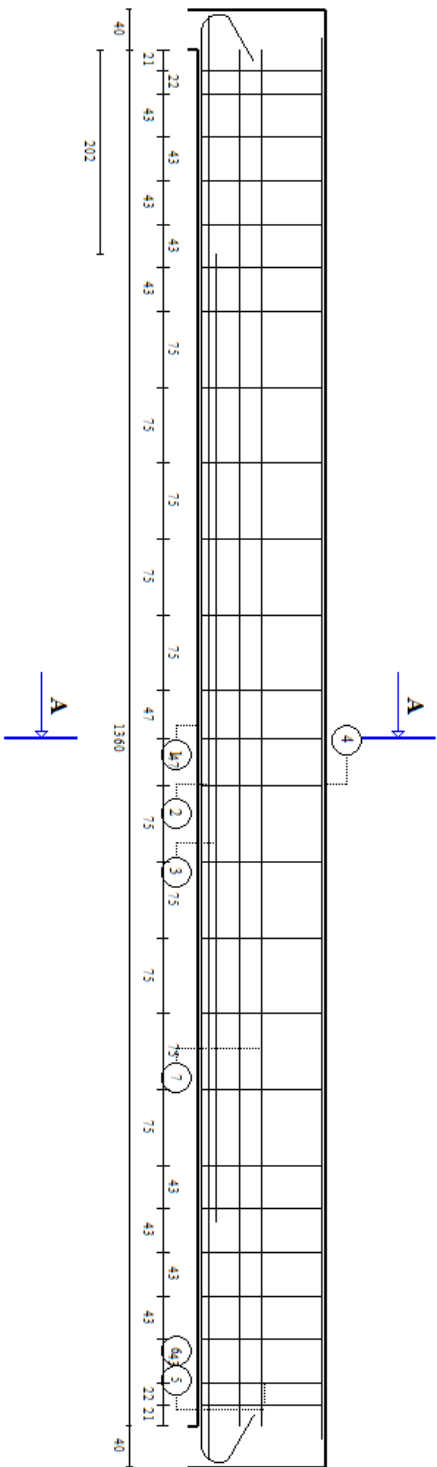
## **11 - Avertissements**

EC2: Sub Calcul\_section\_ELS - Travée n°1 Pas de moment positif en travée. la poutre est soulevée sur toute sa longueur.

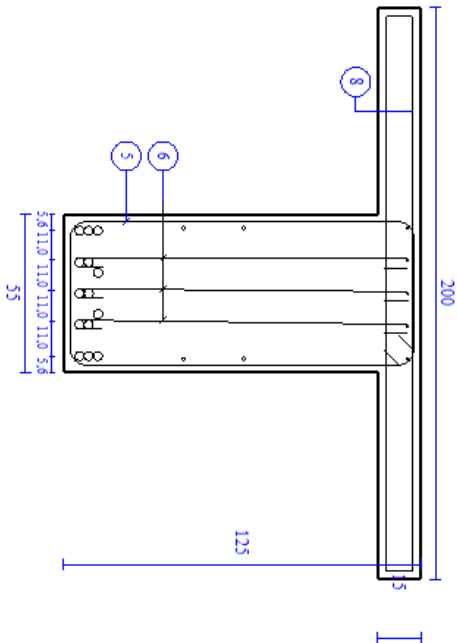
## **12 - Plans**

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 isolée - Hauteur: 125 cm x largeur: 55 cm - Largeur de table: 200 cm - Hauteur de table: 15 cm - Poutre coulée en place



COUPE A - A



NOMENCLATURE DES ACIERS

1	5 HA 32 x 17,83	51 1434	2	5 HA 32 x 13,60	33 1360	3	4 HA 32 x 9,56	956
4	5 HA 12 x 13,84	12 1384	5	25 cadres HA 10 x 3,56	119 49	6	25 x 3 épingles HA 10 x 1,41	119
7	4 HA 12 x 13,60	1360	8	109 cadres HA 10 x 4,26	a = 12 e0 = 32 cm du nu d'appui.	9		

Matériaux: Béton -  $F_{ck} = 35 \text{ MPa}$  - granulats max: 20 mm - Acier armatures: HA500 classe B  
Enrobage: supérieur = 3,00 cm, latéral = 3,00 cm, inférieur = 3,00 cm - Classe d'exposition XC3  
Diamètres des mandrins  
- Armatures inférieures - HA32:  $\text{ODM} = 10000 \text{ mm}$   
Ferraillage des armatures:  
- Angle des ancrages des barres longitudinales:  $120^\circ$