III. Méthodes d'analyse simplifiées (méthode de l'analogie de la poutre):

III.1. Description de la méthode :

Un pont qui satisfait aux exigences doit être traité comme une poutre aux fins du calcul des moments longitudinaux, des cisaillements verticaux longitudinaux et des flèches causés par la charge permanente. On peut tenir compte de l'ensemble de l'ossature du pont ou d'une partie de son ossature contenue entre deux plans verticaux parallèles s'étendant dans la direction longitudinale. La charge permanente de la dalle coulée et la charge permanente superposée doit être réparties selon des principes rigoureux et de façon à assurer l'équilibre d'ensemble.

En ce qui a trait à l'analyse de la charge permanente, la méthode de l'analogie de la poutre peut être utilisée pour les ponts qui satisfont aux conditions suivantes:

a) la largeur est constante.

b) les conditions d'appui s'apparentent à celles d'appuis linéaires aux extrémités du pont et, dans le cas des ponts à travées multiples, aux appuis intermédiaires.

c) pour les ponts à dalle pleine et à dalle évidée, le paramètre de biais, $\boldsymbol{\varepsilon = B}$ tan $\boldsymbol{\psi/L}$, n'est pas supérieur à 1/6, et, pour les ponts à dalle sur poutres construits avec étaiement, le paramètre de biais, $\boldsymbol{\varepsilon = S}$ tan $\boldsymbol{\psi/L}$, n'est pas supérieur à 1/18, où $\boldsymbol{S}$ correspond à la distance entre les axes des Lignés des âmes longitudinales ou des poutres respectivement, et $\boldsymbol{B}$ correspond à la largeur du pont.

Ψ : angle du biais ; pour les tabliers orthotropes en acier, coefficient de largeur effective de la plaque

Pour les parties intérieures du tablier,

Note : Pour les ponts à dalle sur poutres sans étaiement, aucune ne limite de valeur du paramètre de biais ε ne s'applique.

d) pour les ponts avec dalle sur poutres, il doit y avoir au moins trois poutres longitudinales à rigidité flexurale et à espacement égaux, ou dont les variations par rapport à la moyenne ne dépassent pas 10 % dans chaque cas.

e) pour un pont à poutres longitudinales et à dalle en porte-à-faux, la portée du porte-à-faux n'est pas supérieure à 1,80 m et ne dépasse par 60 % de l'espacement moyen entre les poutres longitudinales ou, dans le cas des ponts à poutres-caissons, à l'espacement des deux âmes adjacentes extérieures.

f) Lorsque ces conditions ne sont pas entièrement respectées, l'expertise technique déterminera si le pont satisfait suffisamment à ces conditions pour que l'analogie de la poutre soit applicable.

g) Les ponts de type dalle et dalle évidée**:**

- sont en grande partie d'épaisseur uniforme dans leur section transversale ; ou
- sont amincis à proximité de la rive, pourvu que la longueur de l'amincissement dans la direction transversale ne soit pas supérieure à 2,5 m. [9]

III. 2. Les étapes des calculs de la méthode simplifiée du code canadien:

Le code canadien classe les ponts selon le type d'ossature de a jusqu'à m types, mais dans notre cas en doit traiter les ossatures de types c, qui sont des ponts à poutres et des ponts à poutres longitudinales en bois, et les équations qui utilises dans les calculs sont :

III. 2.1. Moments de flexion longitudinaux pour les états limites ultime et d'utilisation:

$$\mathbf{M_g = F_m\ M_{g,\ avg}}$$

Ou :

$\boldsymbol{F_m}$ *:* facteur d'amplification tenant compte de la variation transversale de l'intensité maximale du moment longitudinal, comparativement à l'intensité moyenne du moment longitudinal**.**

$$\mathbf{F_m = \frac{SN}{F\left[1+\frac{\mu Cf}{100}\right]}}$$

Ou :

S : espacement entre axes des poutres, m

F : largeur qui caractérise la répartition de la charge pour un pont, m

$1 + \frac{\mu Cf}{100}$ = facteur de correction de la largeur de voie**.**

Où

$$\mu = \frac{We - 3.3}{0.6} \leq 1.0$$

$\boldsymbol{W_e}$ **:** largeur d'une voie de calcul en mètres**.**

Pour les ponts dont $S_c > 0{,}5S$, *Fm* pour les poutres extérieures doit être multiplié par 1,05. Telle que Sc est la distance transversale de la rive longitudinale extérieure à la face extérieure de l'âme de la poutre extérieure.

$\mathbf{M_{g,\,avg.}}$ =moment moyen par poutre, dû à la surcharge, déterminé en répartissant uniformément le moment de la surcharge totale exercée sur la section transversale du pont entre l'ensemble des poutres comprises dans la section

$$\mathbf{M_{g,\,avg} = \frac{nMt\ RL}{N}}$$

Où

$\mathbf{M_T}$ **:** moment maximal par voie de calcul au point de la travée à l'étude.

n : nombre de voies de calcul**.**

$\mathbf{R_L}$ **:** facteur de modification pour la surcharge de voies multiples**.**

N : nombre de poutres ou de poutres en bois longitudinales dans la largeur *B* du tablier du pont**.**

Tableau III.1 Facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées du code CSA S6.06 :

	Classe de route		
Nombre de voies chargées	A	B	C u D
1	1,00	1,00	1,00
2	0,90	0,90	0,85
3	0,80	0,80	0,70
4	0,70	0,70	—
5	0,60	—	—
6 ou plus	0,55	—	—

III. 2.2. Cisaillement vertical longitudinal pour les états limites ultime et d'utilisation :

Vg = FvVg, avg

Où :

Fv : facteur d'amplification pour tenir compte de la variation transversale de l'intensité maximale du cisaillement vertical longitudinal, comparativement à l'intensité moyenne du cisaillement vertical longitudinal

$$F_V = \frac{SN}{F}$$

Vg,avg : cisaillement moyen par poutre déterminé en répartissant uniformément le cisaillement total dans la section du pont sur l'ensemble des poutres de la section transversale

$$V_{g,avg} = \frac{n\,VT\,RL}{N}$$

Où :

n: Nombre de voies de calcul.

VT : moment maximal par voie de calcul au point de la travée à l'étude,

Dans le cas des ponts ayant jusqu'à quatre voies de calcul, ***F*** doit être tiré du tableau 5.7du code ***(CAN/CSA-S6-06).*** Dans le cas des ponts à poutres et des dalles évidées dont l'espacement *S* des poutres longitudinales est inférieur à 2,00 m, la valeur de ***F*** au tableau 5.7 doit être multipliée par $(S/2)^{0,25}$. Ce facteur de réduction ne s'applique ni aux ponts à dalle pleine, ni aux ponts en bois lamellé précontraint transversalement ni aux tabliers mixtes béton-lamelles de bois longitudinales.

Pour les ponts ayant plus de quatre voies de calcul, la valeur de *F* doit être calculée comme suit :

$$F = F_4 \frac{n\,RL}{2{,}80}$$

Où

F_4 : **valeur** de ***F*** pour quatre voies de calcul tirée du tableau 5.7 et multipliée par le facteur $(S/2)^{0,25}$, si ***S*** est inférieur à 2,00 m.

III.3 Charges considéré dans les calculs :

III.3.1. Charges permanentes :

Les charges permanentes doivent être incluent tous les éléments de l'ouvrage et de tous les accessoires fixés à cet ouvrage, y compris la couche d'usure, le poids du sol et les installations des services publics.

Tableau III .3 : coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges

	Charges permanentes			Charges transitoires					Charges exceptionnelles			
Charges	*D*	*E*	*P*	*L**	*K*	*W*	*V*	*S*	*EQ*	*F*	*A*	*H*
État limite de fatigue												
Combinaison ÉLF n° 1	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites d'utilisation												
Combinaison ÉLUT n° 1	1,00	1,00	1,00	0,90	0,80	0	0	1,00	0	0	0	0
Combinaison ÉLUT n° 2†	0	0	0	0,90	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites ultimes‡												
Combinaison ÉLUL n° 1	α_D	α_E	α_p	1,70	0	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 2	α_D	α_E	α_p	1,60	1,15	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 3	α_D	α_E	α_p	1,40	1,00	0,50§	0,50	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 4	α_D	α_E	α_p	0	1,25	1,65§	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 5	α_D	α_E	α_p	0	0	0	0	0	1,00	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 6**	α_D	α_E	α_p	0	0	0	0	0	0	1,30	0	0
Combinaison ÉLUL n° 7	α_D	α_E	α_p	0	0	0,90§	0	0	0	0	1,30	0
Combinaison ÉLUL n° 8	α_D	α_E	α_p	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00
Combinaison ÉLUL n° 9	1,35	α_E	α_p	0	0	0	0	0	0	0	0	0

***** Pour les coefficients de surcharges de construction.

† Pour les vibrations de l'ossature seulement.

‡ Pour les états limites ultimes, les valeurs maximales ou minimales de α ***D***, α ***E*** et $\boldsymbol{\alpha_P}$ spécifiées au tableau 3.2 du code S6-06 doivent être utilisées.

§ Pour les charges dues au vent déterminées à l'aide d'essais en soufflerie.

****** Pour les longues portées, une étude peut être nécessaire pour déterminer la combinaison appropriée des charges dues à la pression des glaces, *F*, et au vent, *W*.

Légende :

A : charge due au verglas

D : poids propre

E : charges dues à la poussée des terres et à la pression hydrostatique, autres que le poids propre

EQ : charge due à un séisme

***F* :** charges dues à la force hydrodynamique, à la pression des glaces ou aux torrents de débris.

H : charge due au choc provoqué par la collision d'un véhicule routier ou d'un navire

K: effets des contraintes, des déformations et des déplacements, y compris les effets de leur retenue, et les effets du frottement ou de la rigidité des appareils d'appui. Les contraintes et les déformations comprennent les contraintes et les déformations dues aux changements de

température, aux gradients thermiques, au retrait du béton, au retrait différentiel et au fluage, les déformations élastiques étant cependant exclues

***L*:** surcharge routière, comprenant, lorsqu'applicable, la majoration dynamique

P: effets secondaires dus à la précontrainte

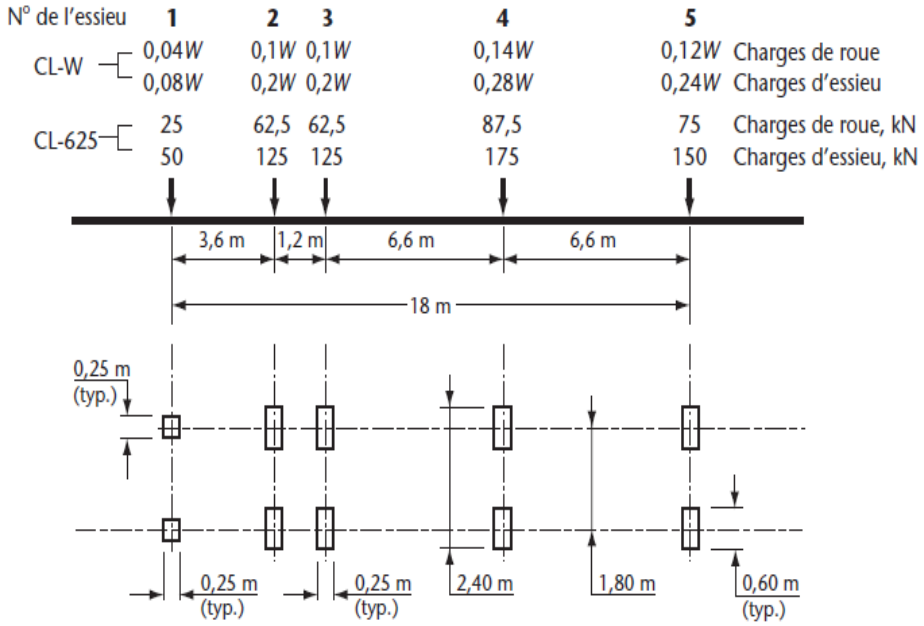
S : charge due au tassement différentiel et (ou) au mouvement des fondations

V: charge due au vent sur la circulation routière

W: charge due au vent sur un ouvrage

III.3.2 Surcharge CL-W :

La surcharge CL-W comprend la charge de camion CL-W illustrée à la figure 3.2 est un camion standardisé à cinq essieux. La lettre *W* indique le poids en charge du camion CL-W en kilo newtons. Les charges de roue et d'essieu sont données en fraction de *W* et sont aussi spécifiquement indiquées pour le camion CL-625. Les espacements des essieux, la répartition du poids et le gabarit d'encombrement du camion CL-W doivent être ceux indiqués à la figure 3.2.



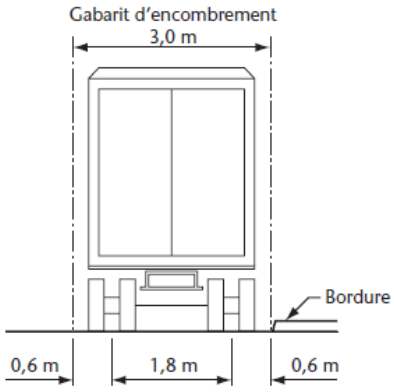


Fig. III.2 Camion CLW

III.3.3. Charges d'essieu :

La surcharge de voie CL-W comprend un camion CL-W, dont la charge de chaque essieu est réduite à 80 % de la valeur indiquée à la figure 3.2, superposée à une charge uniformément répartie de 9 kN/m dont la largeur est de 3,0 m. La surcharge de voie CL-W est illustrée à la figure 3.3.

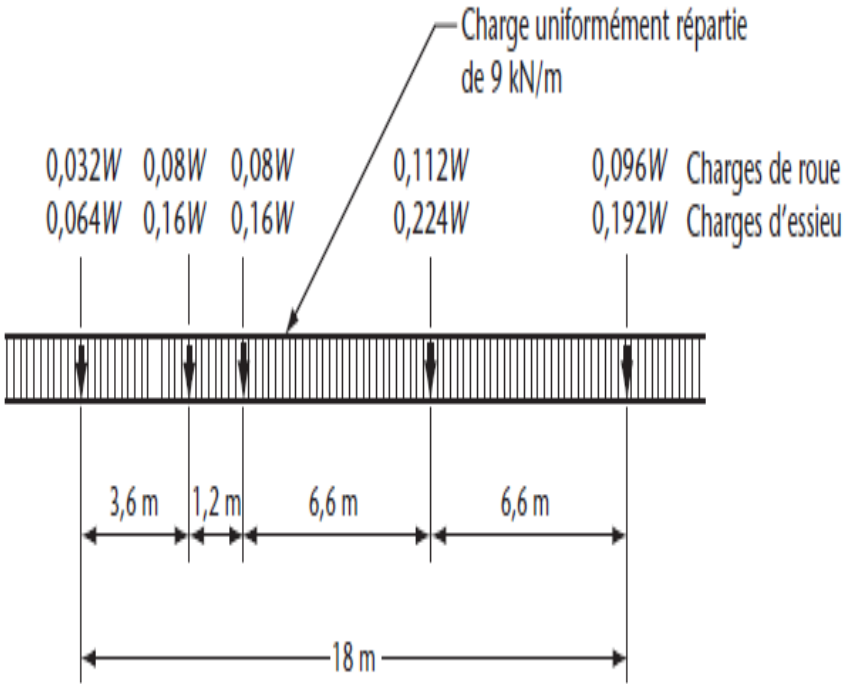


Fig. III.3 Surcharge de voie CL-W

III.4 calcul et optimisation des poutres préfabriquées en béton précontraint (NEBT) selon le code CAN/CSA-S6-06 avec diffuâtes, espacement et hauteur :

Calcul et optimisation afin d'optimiser la hauteur des poutres NEBT en fonction de l'espacement, et ce pour différentes longueur le calcul de la précontraint et la résistance en flexion de ce type de poutre et effectué.

Le calcul est effectué pour trois espacements de poutre (2.5m, 3m, 3 .25m) et trois longueur de travées (20m, 25m, 30m).

Pour chaque espacement, une longueur de porté –à-faux est associée, Pour simplifiée la optimisation et le calcul la méthode simplifie du code canadien du calcul des ponts S6-06 est utilisée les facteurs d'essieu, (facteurs de distribution transversale) sont calculés et donnés ou tableau (III.4) suivant pour tout les cas étudiés.

Les poutres NEBT sont des poutres en béton précontraint normalisées en Amérique du nord, Il existe 5 type de poutre NEBT (NEBT 1000, NEBT 1200, NEBT 1400, NEBT 1600, NEBT 1800)

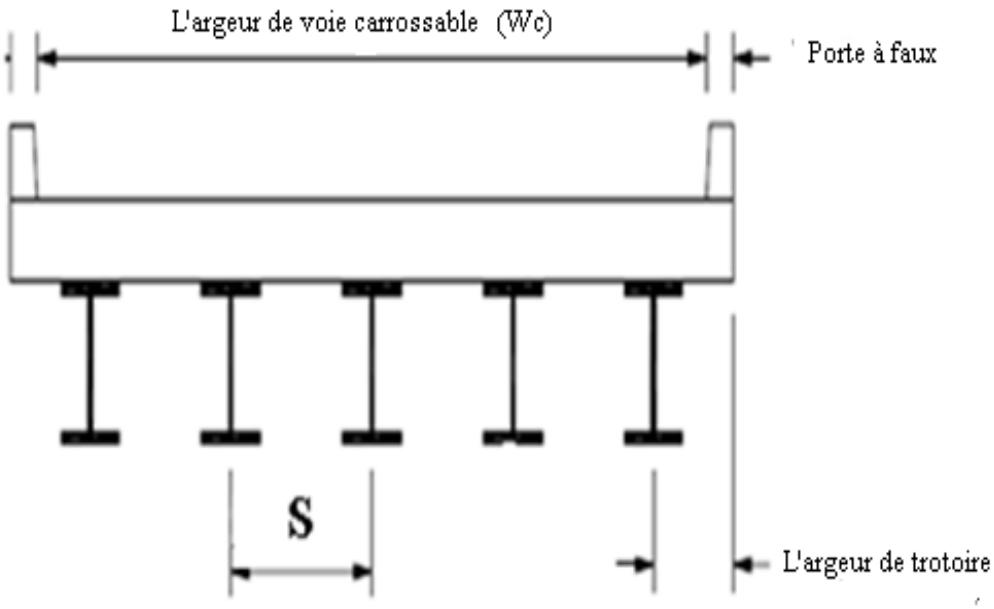


Fig. III.3 coupe transversale d'un Pont à dalles sur poutres

Tableau III.4 : Valeurs des facteurs des essieux après calculées

Portée L (m)	Espacement S (m)	Facteurs d'essieux pour le Cisaillement FEV	Facteurs d'essieux pour le Moment FEM
20	2.5	0.74	0.65
	3	0.88	0.83
	3.25	0.96	0.90
25	2	0.60	0.52
	2.5	0.74	0.65
	3	0.88	0.83
	3.25	0.96	0.90
30	2.5	0.74	0.65
	3	0.88	0.83
	3.25	0.96	0.90

III.4.1 Notes de calcul des poutres NEBT selon le code S6-06 :

Les notes de calcul sont élaborées avec des chiffriers EXCEL pour mieux optimiser la hauteur de la poutre, on commence par la poutre NEBT 1000 et on varie l'espacement pour une même Longueur. Le moment fléchissons maximal obtenu par la combinaison de charges le plus défavorable est calculé pour chaque cas. Par la suite, la résistance de la poutre est vérifiée à chaque fois. Ainsi la hauteur de poutre NEBT est augmentée quand la résistance de la poutre n'pas suffisante.

III.4.2 Etude de la poutre préfabriquée NEBT 1000 :

❖ **Cas N° 1 :**

a) Pour la portée **L=20m** et l'entre- axe des poutres (**S=2.5m, S=3m, S=3.25)**

➢ Calcule du précontraint de la poutre « NEBT 1000 »

Poutre

Type	NEBT 1000
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	481
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	483,2
$I_{NEBT\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	62,1
H_{NEBT} (mm) =	1000
S_b (mm^3)x10^3=	128518,2
S_t (mm^{-3})x10^{-3}=	120162,5
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908

Dalle

B_e (mm)=	2500
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	500
fc'_{dalle} (MPa) =	35
y_{b_dalle} (mm)=	100
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	1,7
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273

Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	772,5
$y_{t\ mixte}$ (mm)	427,5
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	149,6
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	193658,5
S_t (mm^3)x10^3=	657761,2

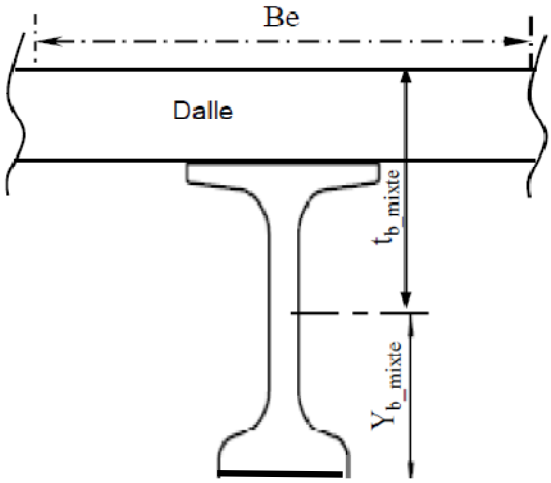


Tableau III .5 : propriétés de section et moments fléchissant

	Axe (0.0) L	Axe (0.1) L	Axe (0.2) L	Axe (0.3) L	Axe (0.4) L	Axe (0.5) L	Axe (0.6) L	Axe (0.7) L	Axe (0.8) L	Axe (0.9) L	Axe (1.0) L
M_1 (kN.m)	0,00	212,04	376,96	494,76	565,44	589,00	565,44	494,76	376,96	212,04	0,00
M_2 (kN.m)	0,00	228,96	407,04	534,24	610,56	636,00	610,56	534,24	407,04	228,96	0,00
M_3 (kN.m)	0,00	238,10	423,29	555,57	634,93	661,39	634,93	555,57	423,29	238,10	0,00
M_4 (kN.M)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_5 (kN.m)	0,00	545,00	916,00	1156,00	1294,00	1309,00	1294,00	1156,00	916,00	545,00	0,00
M_6 (kN.m)	957,34	1099,95	1242,18	1384,41	1526,64	1526,64	1526,64	1384,41	1242,18	1099,95	957,34
M_7 (kN.m)	832,08	956,04	1079,66	1203,28	1326,90	1326,90	1326,90	1203,28	1079,66	956,04	832,08
Aire (mm^2)	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0
S_{top} ($x10^3$ mm^3)	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5
S_{beticm} ($x10^3$ mm^3)	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2
e (mm)	247,7	284,6	321,4	358,2	395,0	395,0	395,0	358,2	321,4	284,6	247,7
P_i (kN)	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9	3864,9
P_f (kN)	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2	3359,2

LIMITES DES CONTRAINTES

CAN/CSA-S6-06, Art. 8.8.4.6

f_{ci}'	Contrainte admissible du béton au transfert	=	40	Mpa	
f_c'	Contrainte du béton @ 28 jours	=	50	Mpa	
AU TRANSFERT :					
	resistance a la compression : clause 8.8.4.6 CAN/CSA-S6-06				
f_{ci}	0.6 f_{ci}'	=	24	Mpa	(compression limite)
f_{ti}	0.2 [SQRT(f_{ci}')]	=	1,26	Mpa	(traction limite)
	resistance a la fissuration fcri : clause 8.4.1.8.2 CAN/CSA-S6-06				
fcri	fcri=0.4 [SQRT(fci')]	=	2,53	Mpa	
EN SERVICE :					
	resistance a la fissuration fcr : clause 8.4.1.8.1 CAN/CSA-S6-06				
f_{cf}	0.4 f_c'	=	20	Mpa	(compression limite)
f_{tf}	not exceeding cracking strength, fcr=0.4 [SQRT(f_c')]	=	2,83	Mpa	(traction limite)

σ_1 Contraintes dues au poids mort de la poutre

σ_2 Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises

σ_3 Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière)

σ_4 Contraintes dues au gradient thermique

σ_5 Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn.

σ_6 Contraintes dues à l'acier de précontrainte

σ_7 Contraintes dues à l'eccentricité des torons

M_1 = Moments dues au poids mort de la poutre

M_2 = Moment dues aux poids de la dalle et entretoises

M_3 = Moment dues aux charges permanentes (enrobé + glissière)

M_4 = Moment dues au gradient thermique

M_5 = Moment dues aux surcharges routières + majoration dynamique

M_6 = Moment dues à l'eccentricité des torons

M_7 = Moment due to eccentricities of prestressing strands at Service

Pour la section composite

	Axis (0.0) L	Axis (0.1) L	Axis (0.2) L	Axis (0.3) L	Axis (0.4) L	Axis (0.5) L	Axis (0.6) L	Axis (0.7) L	Axis (0.8) L	Axis (0.9) L	Axis (1.0) L
$S_{t_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2	657761,2
$S_{b_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5	193658,5

Tableau III .6 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finale

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	0,07	15,48	0,06	13,46
0,1L	0,65	14,94	3,89	6,95
0,2L	0,83	14,77	6,56	2,37
0,3L	0,63	14,96	8,14	-0,50
0,4L	0,04	15,51	8,66	-1,80
0,5L	0,23	15,33	9,13	-2,40
0,6L	0,04	15,51	8,66	-1,80
0,7L	0,63	14,96	8,14	-0,50
0,8L	0,83	14,77	6,56	2,37
0,9L	0,65	14,94	3,89	6,95
1,0L	0,07	15,48	0,06	13,46

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.0) L *ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I*

	FIBRE SUPERIEURE MPa	FIBRE INFERIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 -3,608E+01 / S_t 1,202E+08 ; M_1 3,608E+01 / S_b 1,285E+08	0,00	0,00
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 -3,608E+01 / S_t 1,202E+08 ; M_2 3,608E+01 / S_b 1,285E+08	0,00	0,00
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 2,806E-07 / S_t 6,578E+08 ; M_3 -2,806E-07 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 6,578E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 0,000E+00 / S_t 6,578E+08 ; M_5 0,000E+00 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
1)+2)+3)+4)+5)	**0,00**	**0,00**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 3,359E+06 / A 4,810E+05 mm²	6,98	6,98
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 -8,321E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_7 8,321E+08 / S_b 1,285E+08	-6,92	6,47
	0,06	13,46
	OK	OK

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.1) L ***ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I***

	FIBRE SUPÉRIEURE MPa	FIBRE INFÉRIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 2,120E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_1 -2,120E+08 / S_b 1,285E+08	1,76	-1,65
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 2,290E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_2 -2,290E+08 / S_b 1,285E+08	1,91	-1,78
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 2,381E+08 / S_t 6,578E+08 ; M_3 -2,381E+08 / S_b 1,937E+08	0,36	-1,23
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 6,578E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 5,450E+08 / S_t 6,578E+08 ; M_5 -5,450E+08 / S_b 1,937E+08	0,83	-2,81
1)+2)+3)+4)+5)	**4,86**	**-7,48**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 3,359E+06 / A 4,810E+05 mm^2	6,98	6,98
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 -9,560E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_7 9,560E+08 / S_b 1,285E+08	-7,96	7,44
	3,89	**6,95**
	OK	OK

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.2) L ***ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I***

	FIBRE SUPÉRIEURE MPa	FIBRE INFÉRIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* $\frac{M_1\ 3{,}770E+08}{S_t\ 1{,}202E+08}$ $\frac{M_1\ -3{,}770E+08}{S_b\ 1{,}285E+08}$	3,14	-2,93
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* $\frac{M_2\ 4{,}070E+08}{S_t\ 1{,}202E+08}$ $\frac{M_2\ -4{,}070E+08}{S_b\ 1{,}285E+08}$	3,39	-3,17
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* $\frac{M_3\ 4{,}233E+08}{S_t\ 6{,}578E+08}$ $\frac{M_3\ -4{,}233E+08}{S_b\ 1{,}937E+08}$	0,64	-2,19
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* $\frac{M_4\ 0{,}000E+00}{S_t\ 6{,}578E+08}$ $\frac{M_4\ 0{,}000E+00}{S_b\ 1{,}937E+08}$	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* $\frac{M_5\ 9{,}160E+08}{S_t\ 6{,}578E+08}$ $\frac{M_5\ -9{,}160E+08}{S_b\ 1{,}937E+08}$	1,39	-4,73
1)+2)+3)+4)+5)	**8,56**	**-13,02**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte $\frac{P_f\ 3{,}359E+06}{A\ 4{,}810E+05\ mm^2}$	6,98	6,98
Contraintes dues à l'eccentricité des torons $\frac{M_7\ -1{,}080E+09}{S_t\ 1{,}202E+08}$ $\frac{M_7\ 1{,}080E+09}{S_b\ 1{,}285E+08}$	-8,98	8,40
	6,56	**2,37**
	OK	**OK**

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.3) L ***ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I***

	FIBRE SUPERIEURE MPa	FIBRE INFERIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 4,940E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_1 -4,940E+08 / S_b 1,285E+08	4,12	-3,85
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non Composite)* M_2 5,342E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_2 5,342E+08 / S_b 1,285E+08	4,45	4,16
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 5,556E+08 / S_t 6,578E+08 ; M_3 -5,556E+08 / S_b 1,937E+08	0,84	-2,87
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 6,578E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 1,156E+09 / S_t 6,578E+08 ; M_5 -1,156E+09 / S_b 1,937E+08	1,76	-5,97
1)+2)+3)+4)+5)	**11,17**	**-16,84**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_t 3,359E+06 / A 4,810E+05 mm^2	6,98	6,98
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 -1,203E+09 / S_t 1,202E+08 ; M_7 1,203E+09 / S_b 1,285E+08	-10,01	9,36
	8,14	**-0,50**
	OK	**OK**

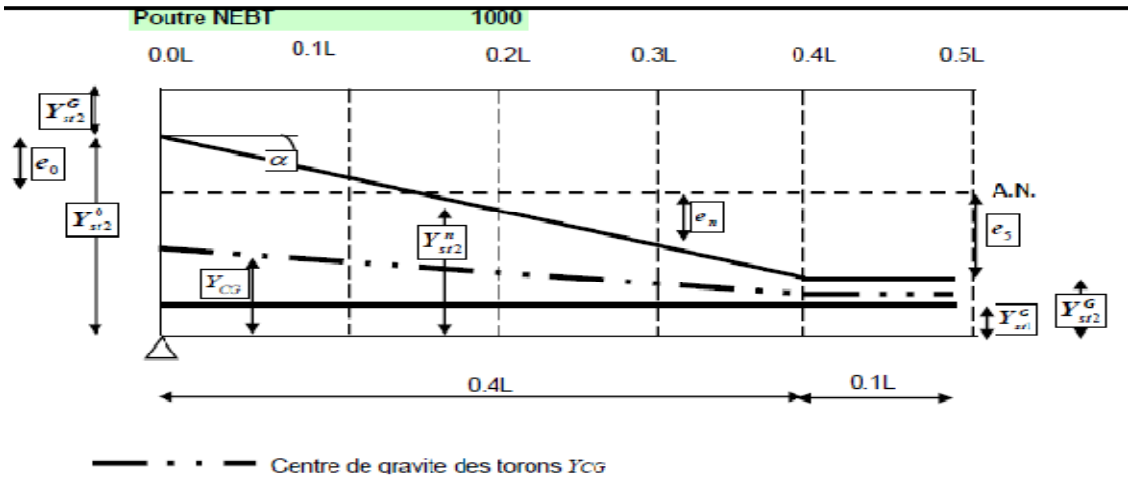
CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.4) L ***ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I***

	FIBRE SUPERIEURE MPa	FIBRE INFERIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 5,654E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_1 -5,654E+08 / S_b 1,285E+08	4,71	-4,40
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 6,106E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_2 -6,106E+08 / S_b 1,285E+08	5,08	-4,75
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 6,349E+08 / S_t 6,578E+08 ; M_3 -6,349E+08 / S_b 1,937E+08	0,97	-3,28
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 6,578E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 1,294E+09 / S_t 6,578E+08 ; M_5 -1,294E+09 / S_b 1,937E+08	1,97	-6,68
1)+2)+3)+4)+5)	**12,72**	**-19,11**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 3,359E+06 / A 4,810E+05 mm²	6,98	6,98
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 -1,327E+09 / S_t 1,202E+08 ; M_7 1,327E+09 / S_b 1,285E+08	-11,04	10,32
	8,66	**-1,80**
	OK	**OK**

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.5) L ***ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I***

	FIBRE SUPERIEURE MPa	FIBRE INFERIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 5,890E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_1 -5,890E+08 / S_b 1,285E+08	4,90	-4,58
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 6,360E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_2 -6,360E+08 / S_b 1,285E+08	5,29	-4,95
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 6,614E+08 / S_t 6,578E+08 ; M_3 -6,614E+08 / S_b 1,937E+08	1,01	-3,42
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 6,578E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,937E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 1,309E+09 / S_t 6,578E+08 ; M_5 -1,309E+09 / S_b 1,937E+08	1,99	-6,76
1)+2)+3)+4)+5)	**13,19**	**-19,71**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 3,359E+06 / A 4,810E+05 mm^2	6,98	6,98
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 -1,327E+09 / S_t 1,202E+08 ; M_7 1,327E+09 / S_b 1,285E+08	-11,04	10,32
	9,13	**-2,40**
	OK	**OK**

- Calcule les excentricités et les pertes de la précontrainte :



Poutre axe ----		1-2				
				section poutre A =	4,81E+05	mm²
Ht =	1000	mm		CG avec aciers		
L =	20000	mm		Ycgb =	88,18181818	mm
Yb =	483,2	mm				
L/10 =	2000	mm		Ybp =	480,6866634	mm

Nombre de torons serie 1 : droits			Nombre de torons serie 2 : inclines		
n1 =	12	couche 1	m1 =	2	couche 1
n2 =	6	couche 2	m2 =	2	couche 2
n3 =	0	couche 3	m3 =	0	couche 3
n4 =	0	couche 4	m4 =	0	couche 4
			m5 =	0	couche 5
total ni =	18		m6 =	0	couche 6
			m7 =	0	couche 7
			total mi =	4	

Nombre total des torons = ni+mi = 22

Distance du CG des torons series 1 et 2 au bas de la poutre

Y_{st1}^{G}	=	86,66666667	mm	serie 1
Y_{st2}^{G}	=	95	mm	serie 2

Angle d'inclinaison des torons serie 2

Tan alpha=	=	0,10125	alpha =	5,78	degrees

Excentricites des torons inclines par rapport a l'A.N. de la serie 2

0.0L	e0 =	-421,8	mm
0.1L	e1 =	-219,3	mm
0.2L	e2 =	-16,8	mm
0.3L	e3 =	185,7	mm
0.4L	e4 =	388,2	mm
0.5L	e5 =	388,2	mm

Determination de Ynst2 - disrance du CG des barres inclinees au bas de la poutre

Y_{st2}^{0}	=	905	mm
Y_{st2}^{1}	=	702,5	mm
Y_{st2}^{2}	=	500	mm
Y_{st2}^{3}	=	297,5	mm
Y_{st2}^{4}	=	95	mm
Y_{st2}^{5}	=	95	mm

Tableau III .7 : valeurs des excentricités des câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Location	eccentricity y_b	-	$Y_{C.G.}$	=	e	Dalle + NEBT = 1200
						Dp
0.0 L	483,2	-	235,5	=	247,7 mm	964,5
0.1 L	483,2	-	198,6	=	284,6 mm	1001,4
0.2 L	483,2	-	161,8	=	321,4 mm	1038,2
0.3 L	483,2	-	125,0	=	358,2 mm	1075,0
0.4 L	483,2	-	88,2	=	395,0 mm	1111,8
0.5 L	483,2	-	88,2	=	395,0 mm	1111,8

Poutre axes **1_2**

CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE CLAUSE 8.7.4 CAN/CSA-S6-06

1. Pertes au transfert : Clause 8.7.4.2

Pertes totales : $\Delta_{fs1} = ANC + FR + REL_1 + ES$

Glissement de l'ancrage :

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.2.4

Resistance ultime f_{pu}=		**1860**	MPa	
Tableau 8.2 (clause 8.7.1): fsj = 0.75f_{pu}=		1395	MPa	
	f_{py} =	1674	MPa	
Nombre de torons	n =	**22**		
Transfert a 18 heures, t = 18heures/24heures=		0,75	jours	(C8.7.4.2.4)

$$REL_1 = \frac{\log(24t)}{45}\left[\frac{f_{sj}}{f_{py}} - 0.55\right] f_{sj}$$ '= 11,03 MPa

Raccourcissement elastique : clause 8.7.4.2.5

Module d'elasticite (acier precontrainte) Es =		**200000**	MPa
Poids unitaire du beton =		**24,5**	kN/m3
Resistance a la compression du beton au transfert **f'ci =**		**40**	MPa
	γ_c =	2497,452	kg/m^3
Resistance a la compression du beton f'_c =		**50**	MPa

$$E_c = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5}$$ = 31810,04 MPa

Module d'elasticite (beton) E_{ci} =

$$E_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{\sqrt{f'_c}}\right) E_c$$ = 28451,76 MPa

Contrainte de compression (C8.7.4.2.4) f_{cir} :

Section =		**4,81E+05**	mm^2
Moment d'inertie	I_x =	**6,21E+10**	mm^4
Precontrainte	P_i =	3898,66	kN
Excentricite au centre	e =	395,02	mm
M_poutre au centre au transfert =		**589,00**	kN.m

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e^2}{I} - \frac{M_{NEBT} \cdot e}{I}$$ = 14,15 MPa

Raccourcissement elastique $ES = f_{cir}(E_s/E_{ci})$ = 99,50 Mpa

Pertes totales au transfert : Δfs1= REL1+ES : clause 8.7.4.2

$\Delta f_{s1} = REL_1 + ES$	=	110,53	MPa	
Hypothese	=	**110,6**	MPa	**OK**
		5,94%		

2. Perte apres transfert : clause 8.7.4.3

Perte par fluage : clause 8.7.4.3.1

RH = 70 K_{CR} = 2

f_{cds} = contrainte du au poids propre sans la poutre a 0.5L =

f_{top} =		6,3	MPa
f_{bottom} =		-8,37	MPa
	Ht =	1000	mm
	Y_{cg} =	88,18	mm
	Y =	570,55	mm
	F_{cds} =	7,08	MPa

$$CR=\left[1.37-0.77(0.01RH)^2\right]K_{CR}\frac{E_p}{E_c}(f_{cir}-f_{cds}) = 88,36 \text{ MPa}$$

Perte par retrait : clause 8.7.4.3.3

$SH = 117 - 1.05RH$ = 43,50 Mpa

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.3.4

Contrainte dans les aciers au transfert $f_{st} = 0.74f_{pu}$ = 1365,37 MPa

$0.002f_{pu}$ = 3,72 MPa

$$REL_2=\left[\frac{f_{st}}{f_{pu}}-0.55\right]x\left[0.34-\frac{CR+SH}{1.25f_{pu}}\right]\frac{f_{pu}}{3} = 32,33 \text{ MPa}$$ **OK**

Pertes apres le transfert :

	=	164,19	MPa	
Hypothese	=	275	MPa	OK

3. Perte totale :

$\Delta fs = \Delta F_{S1} + \Delta F_{S2}$ =		274,72	MPa	
Hypothese	=	275	MPa	OK
		14,77%		

Verification des forces de precontraintes :

Initiale :	F_{st} =	1254,85	MPa
	P_i =	3864,93	kN
Finale :	F_{pf} =	1090,66	MPa
	P_f =	3359,23	kN

Pi = est la précontrainte initiale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Pf = est la précontrainte Finale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Tableau III .8 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	4491,27	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1111,8	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	481000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	1,49E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	483,2	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,19	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1111,8	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	101,56	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,108	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	5639,56	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	3359,23	kN
Excceniticite au centre à 0.5*L		e =	395	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,29E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f*e/ S_{bottom})$	f_{pe}=	17,31	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	3429,15	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0779	
		fps =	2545,44	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1816,55	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

b) Pour la portée **L=20m** et l'entre- axe des poutres **S=3 m**

- Calcule de la précontraint de la poutre « NEBT 1000 »

Poutre

Type	NEBT 1000
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	481
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	483,2
$I_{NEBT\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	62,1
H_{NEBT} (mm) =	1000
S_b (mm^3)x10^3=	128518,2
S_t (mm^3)x10^3=	120162,5
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908

Dalle

B_e (mm)=	3000
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	600
fc'_{dalle} (MPa) =	35
y_{b_dalle} (mm)=	100
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	2,0
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273

Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	800,6
$y_{t\ mixte}$ (mm)	399,4
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	158,3
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	197689,0
S_t (mm^3)x10^3=	793896,6

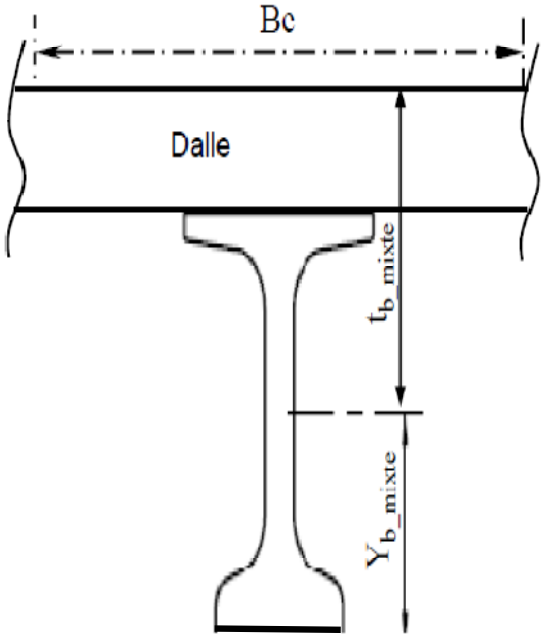


Tableau III .9: propriétés de section et moments fléchissant

	Axe (0.0) L	Axe (0.1) L	Axe (0.2) L	Axe (0.3) L	Axe (0.4) L	Axe (0.5) L	Axe (0.6) L	Axe (0.7) L	Axe (0.8) L	Axe (0.9) L	Axe (1.0) L
M_1 (kN.m)	0,00	212,04	376,96	494,76	565,44	589,00	565,44	494,76	376,96	212,04	0,00
M_2 (kN.m)	0,00	259,20	460,80	604,80	691,20	720,00	691,20	604,80	460,80	259,20	0,00
M_3 (kN.m)	0,00	247,73	440,40	578,03	660,60	688,25	660,60	578,03	440,40	247,73	0,00
M_4 (kN.M)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_5 (kN.m)	0,00	696,01	1168,88	1474,92	1651,65	1670,95	1651,65	1474,92	1168,88	696,01	0,00
M_6 (kN.m)	1262,27	1401,62	1540,96	1680,78	1820,12	1820,12	1820,12	1680,78	1540,96	1401,62	1262,27
M_7 (kN.m)	1054,60	1171,01	1287,43	1404,25	1520,66	1520,66	1520,66	1404,25	1287,43	1171,01	1054,60
Aire (mm^2)	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0
S_{top} ($x10^3$ mm^3)	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5
S_{bottom} ($x10^3$ mm^3)	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2
e (mm)	261,8	290,7	319,6	348,6	377,5	377,5	377,5	348,6	319,6	290,7	261,8
P_i (kN)	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5	4821,5
P_f (kN)	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3	4028,3

LIMITES DES CONTRAINTES

CAN/CSA-S6-06, Art. 8.8.4.6

f_{ci}'	Contrainte admissible du béton au transfert	=	40	Mpa	
f_c'	Contrainte du béton @ 28 jours	=	50	Mpa	

AU TRANSFERT :

resistance a la compression : clause 8.8.4.6 CAN/CSA-S6-06

f_{ci}	0.6 f_{ci}'	=	24	Mpa	(compression limite)
f_{ti}	0.2 [SQRT(f_{ci}')]	=	1,26	Mpa	(traction limite)

resistance a la fissuration fcri : clause 8.4.1.8.2 CAN/CSA-S6-06

fcri	fcri=0.4 [SQRT(fci')]	=	2,53	Mpa	

EN SERVICE :

resistance a la fissuration fcr : clause 8.4.1.8.1 CAN/CSA-S6-06

f_{cf}	0.4 f_c'	=	20	Mpa	(compression limite)
f_{tf}	not exceeding cracking strength, fcr=0.4 [SQRT(f_c')]	=	2,83	Mpa	(traction limite)

σ_1 Contraintes dues au poids mort de la poutre

σ_2 Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises

σ_3 Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière)

σ_4 Contraintes dues au gradient thermique

σ_5 Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn.

σ_6 Contraintes dues à l'acier de précontrainte

σ_7 Contraintes dues à l'eccentricité des torons

M_1 = Moments dues au poids mort de la poutre
M_2 = Moment dues aux poids de la dalle et entretoises
M_3 = Moment dues aux charges permanentes (enrobé + glissière)
M_4 = Moment dues au gradient thermique
M_5 = Moment dues aux surcharges routières + majoration dynamique
M_6 = Moment dues à l'eccentricité des torons
M_7 = Moment due to eccentricities of prestressing strands at Service

Pour la section composite

	Axis (0.0) L	Axis (0.1) L	Axis (0.2) L	Axis (0.3) L	Axis (0.4) L	Axis (0.5) L	Axis (0.6) L	Axis (0.7) L	Axis (0.8) L	Axis (0.9) L	Axis (1.0) L
$S_{i_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6	793896,6
$S_{b_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0	197689,0

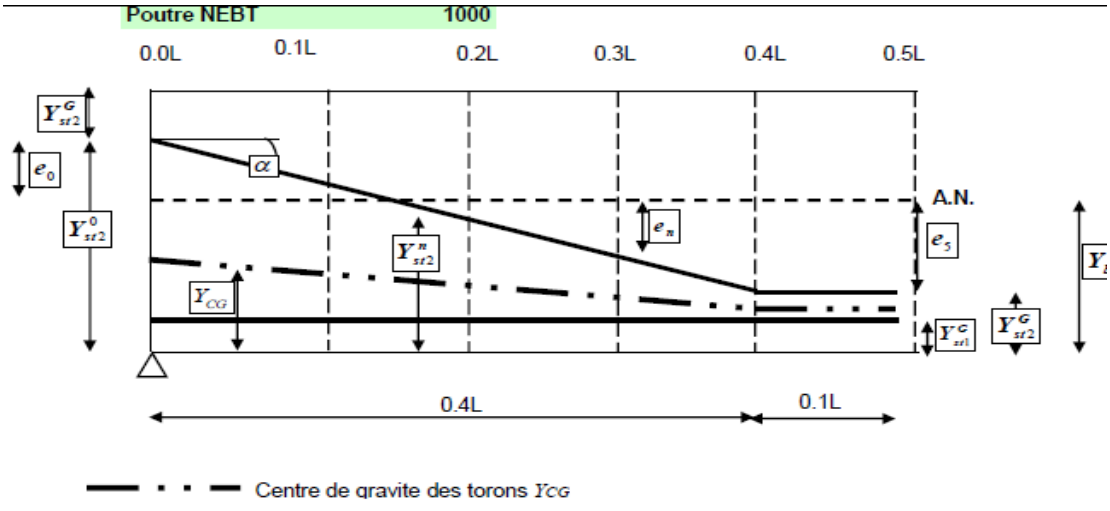
Tableau II .10 I: Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-0,48	19,85	-0,40	16,58
0,1L	0,12	19,28	3,74	9,05
0,2L	0,34	19,08	6,66	3,73
0,3L	0,15	19,25	8,43	0,36
0,4L	-0,42	19,79	9,09	-1,27
0,5L	-0,22	19,60	9,58	-1,91
0,6L	-0,42	19,79	9,09	-1,27
0,7L	0,15	19,25	8,43	0,36
0,8L	0,34	19,08	6,66	3,73
0,9L	0,12	19,28	3,74	9,05
1,0L	-0,48	19,85	-0,40	16,58

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.5) L ***ETAT LIMITE D'UTILISATION. TYPE I***

	FIBRE SUPERIEURE MPa	FIBRE INFERIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non Composite)* M_1 5,890E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_1 -5,890E+08 / S_b 1,285E+08	4,90	-4,58
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 7,200E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_2 -7,200E+08 / S_b 1,285E+08	5,99	-5,60
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 6,883E+08 / S_t 7,939E+08 ; M_3 -6,883E+08 / S_b 1,977E+08	0,87	-3,48
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 7,939E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,977E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 1,671E+09 / S_t 7,939E+08 ; M_5 -1,671E+09 / S_b 1,977E+08	2,10	-8,45
1)+2)+3)+4)+5)	**13,87**	**-22,12**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 4,028E+06 / A 4,810E+05 mm^2	8,37	8,37
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 1,521E+09 / S_t 1,202E+08 ; M_7 1,521E+09 / S_b 1,285E+08	12,66	11,83
	9,58	**-1,91**
	OK	**OK**

- Calcule les excentricités et les pertes du précontraint :



Poutre axe ----		1-2				
				section poutre A =	4,81E+05	mm²
Ht =	1000	mm		CG avec aciers		
L =	20000	mm		Ycgb =	105,7142857	mm
Yb =	483,2	mm				
L/10 =	2000	mm		Ybp =	480,1484781	mm

Nombre de torons serie 1 : droits			Nombre de torons serie 2 : inclines		
n1 =	12	couche 1	m1 =	2	couche 1
n2 =	6	couche 2	m2 =	2	couche 2
n3 =	6	couche 3	m3 =	0	couche 3
n4 =	0	couche 4	m4 =	0	couche 4
			m5 =	0	couche 5
total ni =	24		m6 =	0	couche 6
			m7 =	0	couche 7
			total mi =	4	

Nombre total des torons = ni+mi = 28

Distance du CG des torons series 1 et 2 au bas de la poutre

Y_{sl1}^{G}	=	107,5	mm	serie 1
Y_{sl2}^{G}	=	95	mm	serie 2

Angle d'inclinaison des torons serie 2

Tan alpha= = 0,10125 alpha = 5,78 degrees

Excentricites des torons inclines par rapport a l'A.N. de la serie 2

0.0L	e0 =	-421,8	mm
0.1L	e1 =	-219,3	mm
0.2L	e2 =	-16,8	mm
0.3L	e3 =	185,7	mm
0.4L	e4 =	388,2	mm
0.5L	e5 =	388,2	mm

Determination de Ynst2 - disrance du CG des barres inclinees au bas de la poutre

Y_{st2}^{0}	=	905	mm
Y_{st2}^{1}	=	702,5	mm
Y_{st2}^{2}	=	500	mm
Y_{st2}^{3}	=	297,5	mm
Y_{st2}^{4}	=	95	mm
Y_{st2}^{5}	=	95	mm

Tableau III .11: valeurs des excentricités des câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Location	eccentricity y_b	-	$Y_{C.G.}$	=	e	Dalle + NEBT = 1200
						Dp
0.0 L	483,2	-	221,4	=	261,8 mm	978,6
0.1 L	483,2	-	192,5	=	290,7 mm	1007,5
0.2 L	483,2	-	163,6	=	319,6 mm	1036,4
0.3 L	483,2	-	134,6	=	348,6 mm	1065,4
0.4 L	483,2	-	105,7	=	377,5 mm	1094,3
0.5 L	483,2	-	105,7	=	377,5 mm	1094,3

Poutre axes **1_2**

CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE CLAUSE 8.7.4 CAN/CSA-S6-06

1. Pertes au transfert : Clause 8.7.4.2

Pertes totales : $\Delta_{fs1} = ANC + FR + REL_1 + ES$

Glissement de l'ancrage :

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.2.4

Resistance ultime f_{pu}=		**1860**	MPa	
Tableau 8.2 (clause 8.7.1): fsj = 0.75f_{pu}=		1395	MPa	
	f_{py} =	1674	MPa	
Nombre de torons	n =	**28**		
Transfert a 18 heures, t – 18heures/24heures=		0,75	jours	(C8.7.4.2.4)
$REL_1 = \frac{\log(24t)}{45}\left[\frac{f_{sj}}{f_{py}} - 0.55\right] f_{sj}$ '=		11,03	MPa	

Raccourcissement elastique : clause 8.7.4.2.5

Module d'elasticite (acier precontrainte) Es =		**200000**	MPa	
Poids unitaire du beton =		**24,5**	kN/m3	
Resistance a la compression du beton au transfert **f'ci =**		**40**	MPa	
	γ_c =	2497,452	kg/m^3	
Resistance a la compression du beton f'_c =		**50**	MPa	
$E_c = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5}$	=	31810,04	MPa	
Module d'elasticite (beton) E_{ci} =				
$E_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{\sqrt{f'_c}}\right) E_c$	=	28451,76	MPa	
Contrainte de compression (C8.7.4.2.4) f_{cir} :				
Section =		**4,81E+05**	mm^2	
Moment d'inertie	I_x =	**6,21E+10**	mm^4	
Precontrainte	P_i =	4863,94	kN	
Excentricite au centre	e =	377,49	mm	
M_poutre au centre au transfert =		**589,00**	kN.m	
$f_{cir} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e^2}{I} - \frac{M_{NEBT} \cdot e}{I}$	=	17,69	MPa	
Raccourcissement elastique $ES = f_{cir}(E_s/E_{ci})$ =		124,37	Mpa	

Pertes totales au transfert : Δfs1= REL1+ES : clause 8.7.4.2

$\Delta f_{s1} = REL_1 + ES$	=	135,39	MPa	
Hypothese	=	**135,6**	MPa	**OK**
		7,28%		

2. Perte apres transfert : clause 8.7.4.3

Perte par fluage : clause 8.7.4.3.1

RH = 70 K_{CR} = 2

f_{cds} = contrainte du au poids propre sans la poutre a 0.5L =

f_{top} =		6,83	MPa
f_{bottom} =		-9,08	MPa
	Ht =	1000	mm
	Y_{cg} =	105,71	mm
	Y =	570,71	mm
	F_{cds} =	7,40	MPa

$$CR=\left[1.37-0.77(0.01RH)^2\right]K_{CR}\frac{E_p}{E_c}(f_{cir}-f_{cds}) = 128,51 \text{ MPa}$$

Perte par retrait : clause 8.7.4.3.3

$SH= 117 -1.05RH$ = 43,50 Mpa

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.3.4

Contrainte dans les aciers au transfert $f_{st} = 0.74f_{pu}$ = 1365,37 MPa

$0.002f_{pu}$ = 3,72 MPa

$$REL_2=\left[\frac{f_{st}}{f_{pu}}-0.55\right]x\left[0.34-\frac{CR+SH}{1.25f_{pu}}\right]\frac{f_{pu}}{3} = 30,36 \text{ MPa}$$ **OK**

Pertes apres le transfert :

	=	202,36	MPa
Hypothese	=	337,76	MPa **OK**

3. Perte totale :

$\Delta fs = \Delta F_{S1} + \Delta F_{S2}$ =		337,76	MPa
Hypothese	=	337,76	MPa **OK**
		18,16%	

Verification des forces de precontraintes :

Initiale :	F_{st} =	1229,98	MPa
	P_i =	4821,52	kN
Finale :	F_{pf} =	1027,61	MPa
	P_f =	4028,25	kN

Pi = est la précontrainte initiale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Pf = est la précontrainte Finale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Tableau III .12 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{po} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	5246,99	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	3000	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1094,3	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	481000,0	mm^2
Moment d'inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	1,58E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	483,2	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	100,52	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1094,3	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	3000	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	84,94	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,092	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	5610,82	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	4028,25	kN
Excceticite au centre à 0.5*L		e =	377,5	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,29E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f * e / S_{bottom})$	f_{pe}=	20,21	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	4071,67	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0662	
		fps =	2804,28	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1823,08	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

c) Pour la portée **L=20m** et l'entre- axe des poutres **S=3,25 m**

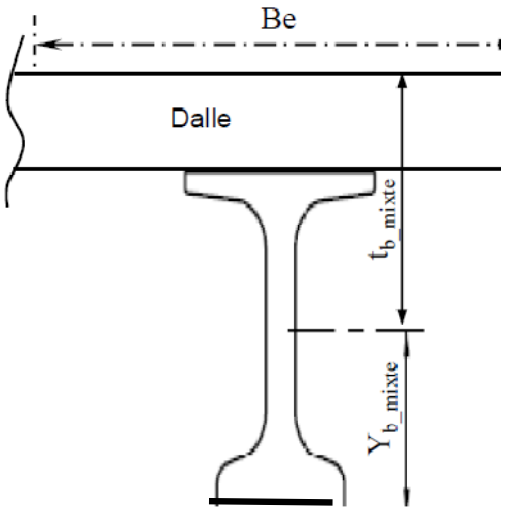
d) Calcule de la précontraint de la poutre « NEBT 1000 »

Poutre

Type	**NEBT 1000**
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	**481**
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	**483,2**
$I_{NEBT\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	**62,1**
H_{NEBT} (mm) =	**1000**
S_b (mm^3)x10^3=	**128518,2**
S_t (mm^3)x10^3=	**120162,5**
γc (kg/m3)	**2450**
fc'_{NEBT} (MPa)	**50**
Ec (MPa)	**30908**

Dalle

B_e (mm)=	**3250**
t_{dalle} (mm)=	**200**
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	**650**
fc'_{dalle} (MPa) =	**35**
y_{b_dalle} (mm)=	**100**
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	**2,2**
γc (kg/m3)	**2400**
E (MPa)	**26273**



Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	**0,85**
$y_{b\ mixte}$ (mm)	**812,9**
$y_{t\ mixte}$ (mm)	**387,1**
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	**162,1**
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	**199393,1**
S_t (mm^3)x10^3=	**866563,6**

Tableau III .14 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	0,61	21,25	0,50	17,25
0,1L	0,76	21,10	4,51	9,51
0,2L	0,53	21,32	7,26	4,14
0,3L	-0,10	21,91	8,81	0,82
0,4L	-1,12	22,86	9,21	-0,65
0,5L	-0,92	22,68	9,73	-1,33
0,6L	-1,12	22,86	9,21	-0,65
0,7L	-0,10	21,91	8,81	0,82
0,8L	0,53	21,32	7,26	4,14
0,9L	0,76	21,10	4,51	9,51
1,0L	0,61	21,25	0,50	17,25

Tableau III .15 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0.5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	5617,48	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	3250	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_r =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1095,6	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	481000,0	mm^2
Moment d'inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	1,62E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	483,2	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	92,93	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1095,6	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	3250	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	78,53	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,085	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	5643,59	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_r =	4402,31	kN
Excceticite au centre à 0.5*L		e =	378,8	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,29E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_r / A) + (P_r*e/ S_{bottom})$	f_{pe}=	22,13	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	4488,57	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0611	
		fps =	2928,66	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1825,91	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

❖ **Cas N° 2 :**

a) Pour la portée **L=25 m** et l'entre- axe des poutres **S=2,5 m**

b) Calcule de la précontraint de la poutre « NEBT 1000 »

Poutre

Type	**NEBT 1000**
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	481
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	483,2
$I_{NEBT\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	62,1
H_{NEBT} (mm) =	1000
S_b (mm^3)x10^3=	128518,2
S_t (mm^3)x10^3=	120162,5
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908

Dalle

B_e (mm)=	2000
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	400
fc'_{dalle} (MPa) =	35
y_{b_dalle} (mm)=	100
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	1,3
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273

Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	738,6
$y_{t\ mixte}$ (mm)	461,4
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	139,2
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	188478,6
S_t (mm^3)x10^3=	532675,9

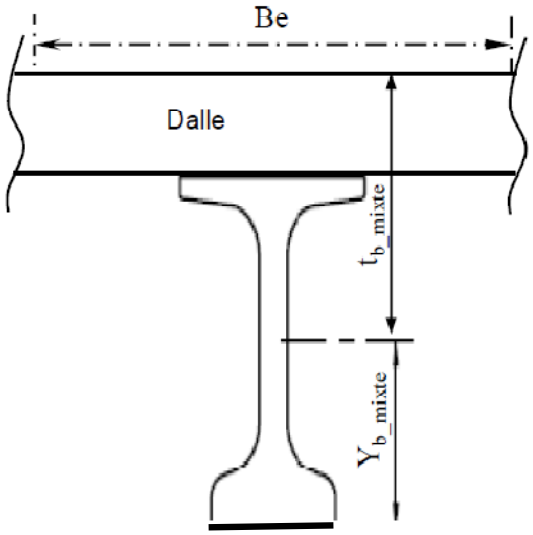


Tableau III .16: propriétés de section et moments fléchissant

	Axe (0.0) L	Axe (0.1) L	Axe (0.2) L	Axe (0.3) L	Axe (0.4) L	Axe (0.5) L	Axe (0.6) L	Axe (0.7) L	Axe (0.8) L	Axe (0.9) L	Axe (1.0) L
M_1 (kN.m)	0,00	331,31	589,00	773,06	883,50	920,31	883,50	773,06	589,00	331,31	0,00
M_2 (kN.m)	0,00	324,00	576,00	756,00	864,00	900,00	864,00	756,00	576,00	324,00	0,00
M_3 (kN.m)	0,00	619,00	1101,00	1145,00	1652,00	1721,00	1652,00	1145,00	1101,00	619,00	0,00
M_4 (kN.M)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_5 (kN.m)	0,00	598,00	1052,00	1342,00	1468,00	1444,00	1468,00	1342,00	1052,00	598,00	0,00
M_6 (kN.m)	1909,18	2042,82	2176,45	2310,09	2443,73	2443,73	2443,73	2310,09	2176,45	2042,82	1909,18
M_7 (kN.m)	1562,57	1671,94	1781,31	1890,69	2000,06	2000,06	2000,06	1890,69	1781,31	1671,94	1562,57
Aire (mm^2)	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0	481000,0
S_{top} ($x10^3$ mm^3)	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5	120162,5
S_{bottom} ($x10^3$ mm^3)	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2	128518,2
e (mm)	304,3	325,6	346,9	368,2	389,5	389,5	389,5	368,2	346,9	325,6	304,3
P_i (kN)	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0	6274,0
P_f (kN)	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0	5135,0

LIMITES DES CONTRAINTES

CAN/CSA-S6-06, Art. 8.8.4.6

f_{ci}'	Contrainte admissible du béton au transfert	=	40	Mpa
f_c'	Contrainte du béton @ 28 jours	=	50	Mpa

AU TRANSFERT :

resistance a la compression : clause 8.8.4.6 CAN/CSA-S6-06

f_{ci}	0.6 f_{ci}'	=	24	Mpa	(compression limite)
f_{ti}	0.2 [SQRT(f_{ci}')]	=	1,26	Mpa	(traction limite)

resistance a la fissuration fcri : clause 8.4.1.8.2 CAN/CSA-S6-06

fcri	fcri=0.4 [SQRT(fci')]	=	2,53	Mpa

EN SERVICE :

resistance a la fissuration fcr : clause 8.4.1.8.1 CAN/CSA-S6-06

f_{cf}	0.4 f_c'	=	20	Mpa	(compression limite)
f_{tf}	not exceeding cracking strength, fcr=0.4 [SQRT(f_c')]	=	2,83	Mpa	(traction limite)

σ_1 Contraintes dues au poids mort de la poutre

σ_2 Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises

σ_3 Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière)

σ_4 Contraintes dues au gradient thermique

σ_5 Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn.

σ_6 Contraintes dues à l'acier de précontrainte

σ_7 Contraintes dues à l'eccentricité des torons

M_1 = Moments dues au poids mort de la poutre
M_2 = Moment dues aux poids de la dalle et entretoises
M_3 = Moment dues aux charges permanentes (enrobé + glissière)
M_4 = Moment dues au gradient thermique
M_5 = Moment dues aux surcharges routières + majoration dynamique
M_6 = Moment dues à l'eccentricité des torons
M_7 = Moment due to eccentricities of prestressing strands at Service

Pour la section composite

	Axis (0.0) L	Axis (0.1) L	Axis (0.2) L	Axis (0.3) L	Axis (0.4) L	Axis (0.5) L	Axis (0.6) L	Axis (0.7) L	Axis (0.8) L	Axis (0.9) L	Axis (1.0) L
$S_{t_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9	532675,9
$S_{b_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6	188478,6

Tableau III .14 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-2,84	27,83	-2,31	22,65
0,1L	-1,19	26,29	4,09	12,11
0,2L	-0,15	25,32	8,85	4,16
0,3L	0,27	24,93	11,49	0,45
0,4L	0,08	25,11	13,36	-3,68
0,5L	-2,95	27,93	10,71	-1,36
0,6L	0,08	25,11	13,36	-3,68
0,7L	0,27	24,93	11,49	0,45
0,8L	-0,15	25,32	8,85	4,16
0,9L	-1,19	26,29	4,09	12,11
1,0L	-2,84	27,83	-2,31	22,65

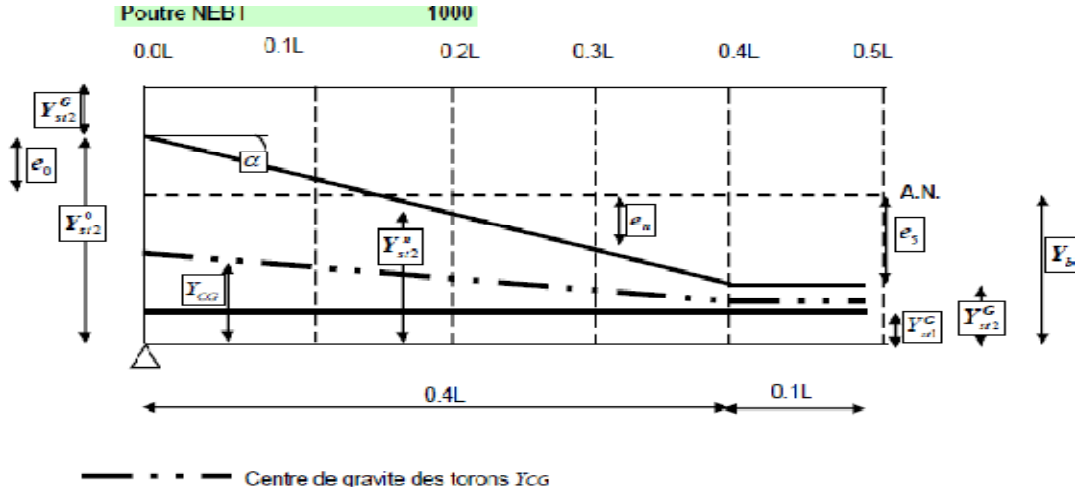
- Les contraintes dans la poutre dépassent les contraintes limite dans le cas ou **L=25** et S=2,5 pour ce cas on augmenté la hauteur de la poutre de 1000 à 1200

Afin de voir quel espacement peut fonctionner avec une poutre NEBT 1000 et un portée de L=25 ou prend un espacement S=2m.

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.5) L ***ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I***

	FIBRE SUPÉRIEURE MPa	FIBRE INFÉRIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 9,203E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_1 -9,203E+08 / S_b 1,285E+08	7,66	-7,16
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 9,000E+08 / S_t 1,202E+08 ; M_2 -9,000E+08 / S_b 1,285E+08	7,49	-7,00
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 1,721E+09 / S_t 5,327E+08 ; M_3 -1,721E+09 / S_b 1,885E+08	3,23	-9,13
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 5,327E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 1,885E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 1,444E+09 / S_t 5,327E+08 ; M_5 -1,444E+09 / S_b 1,885E+08	2,71	-7,66
1)+2)+3)+4)+5)	**21,09**	**-30,96**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 5,135E+06 / A 4,810E+05 mm²	10,68	10,68
Contraintes dues à l'eccentricité des torons M_7 -2,000E+09 / S_t 1,202E+08 ; M_7 2,000E+09 / S_b 1,285E+08	-16,64	15,56
	15,12	**-4,72**
	OK	**NOK**

- Calcule les excentricités et les pertes du précontraint :



Poutre axe ---- 1-2

section poutre A = 4,81E+05 mm²

Ht =	1000	mm	CG avec aciers		
L =	25000	mm	Ycgb =	93,68421053	mm
Yb =	483,2	mm			
L/10 =	2500	mm	Ybp =	478,9389702	mm

Nombre de torons serie 1 : droits

n1 =	18	couche 1
n2 =	16	couche 2
n3 =	0	couche 3
n4 =	0	couche 4
total ni =	34	

Nombre de torons serie 2 : inclines

m1 =	2	couche 1
m2 =	2	couche 2
m3 =	0	couche 3
m4 =	0	couche 4
m5 =	0	couche 5
m6 =	0	couche 6
m7 =	0	couche 7
total mi =	4	

Nombre total des torons = ni+mi = 38

Distance du CG des torons series 1 et 2 au bas de la poutre

Y_{st1}^{G} = 93,52941176 mm **serie 1**

Y_{st2}^{G} = 95 mm **serie 2**

Angle d'inclinaison des torons serie 2

Tan alpha= = 0,081 alpha = 4,63 degrees

Excentricites des torons inclines par rapport a l'A.N. de la serie 2

0.0L	e0 =	-421,8	mm
0.1L	e1 =	-219,3	mm
0.2L	e2 =	-16,8	mm
0.3L	e3 =	185,7	mm
0.4L	e4 =	388,2	mm
0.5L	e5 =	388,2	mm

Determination de Ynst2 - disrance du CG des barres inclinees au bas de la poutre

Y_{st2}^{0}	=	905	mm
Y_{st2}^{1}	=	702,5	mm
Y_{st2}^{2}	=	500	mm
Y_{st2}^{3}	=	297,5	mm
Y_{st2}^{4}	=	95	mm
Y_{st2}^{5}	=	95	mm

Poutre axes **1_2**

CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE CLAUSE 8.7.4 CAN/CSA-S6-06

1. Pertes au transfert : Clause 8.7.4.2

Pertes totales : $\Delta_{fs1} = ANC + FR + REL_1 + ES$

Glissement de l'ancrage :

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.2.4

Resistance ultime f_{pu}=		**1860**	MPa	
Tableau 8.2 (clause 8.7.1): fsj = 0.75f_{pu}=		1395	MPa	
	f_{py} =	1674	MPa	
Nombre de torons	n =	**38**		
Transfert a 18 heures, t = 18heures/24heures=		0,75	jours	(C8.7.4.2.4)

$$REL_1 = \frac{\log(24t)}{45}\left[\frac{f_{sj}}{f_{py}} - 0.55\right] f_{sj}$$ '= 11,03 MPa

Raccourcissement elastique : clause 8.7.4.2.5

Module d'elasticite (acier precontrainte) Es =		**200000**	MPa
Poids unitaire du beton =		**24,5**	kN/m3
Resistance a la compression du beton au transfert **f'ci =**		**40**	MPa
	γ_c =	2497,452	kg/m^3
Resistance a la compression du beton f'_c =		**50**	MPa

$$E_c = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5}$$ = 31810,04 MPa

Module d'elasticite (beton) E_{ci} =

$$E_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{\sqrt{f'_c}}\right) E_c$$ = 28451,76 MPa

Contrainte de compression (C8.7.4.2.4) f_{cir} :

Section =		**4,81E+05**	mm^2
Moment d'inertie	I_x =	**6,21E+10**	mm^4
Precontrainte	P_i =	6317,23	kN
Excentricite au centre	e =	389,52	mm
M_poutre au centre au transfert =		**520,31**	kN.m

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e^2}{I} - \frac{M_{NEBT} \cdot e}{I}$$ = 25,30 MPa

Raccourcissement elastique $ES = f_{cir}(E_s/E_{ci})$ = 177,87 Mpa

Pertes totales au transfert : Δfs1= REL1+ES : clause 8.7.4.2

$\Delta f_{s1} = REL_1 + ES$	=	188,90	MPa	
Hypothese	=	**188,95**	MPa	**OK**
		10,16%		

2. Perte apres transfert : clause 8.7.4.3

Perte par fluage : clause 8.7.4.3.1

RH = 70 K_{CR} = 2

f_{cds} = contrainte du au poids propre sans la poutre a 0.5L =

f_{top} =		10,72	MPa
f_{bottom} =		-16,13	MPa
	Ht =	1000	mm
	Y_{cg} =	93,68	mm
	Y =	600,74	mm
	F_{cds} =	13,61	MPa

$$CR=\left[1.37-0.77(0.01RH)^2\right]K_{CR}\frac{E_p}{E_c}(f_{cir}-f_{cds}) = 145,92 \text{ MPa}$$

Perte par retrait : clause 8.7.4.3.3

$SH = 117 - 1.05RH$ = 43,50 Mpa

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.3.4

Contrainte dans les aciers au transfert $f_{st} = 0.74f_{pu}$ = 1365,37 MPa

$0.002f_{pu}$ = 3,72 MPa

$$REL_2=\left[\frac{f_{si}}{f_{pu}}-0.55\right]x\left[0.34-\frac{CR+SH}{1.25f_{pu}}\right]f_{pu}/3 = 29,50 \text{ MPa}$$ **OK**

Pertes apres le transfert :

	=	218,92	MPa
Hypothese	=	407,83	MPa **OK**

3. Perte totale :

$\Delta fs = \Delta F_{S1} + \Delta F_{S2}$ =		407,82	MPa
Hypothese	=	407,83	MPa **OK**
		21,93%	

Verification des forces de precontraintes :

Initiale :	F_{st} =	1176,47	MPa
	P_i =	6258,85	kN
Finale :	F_{pf} =	957,55	MPa
	P_f =	5094,17	kN

Pi = est la précontrainte initiale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Pf = est la précontrainte Finale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Tableau III .18 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

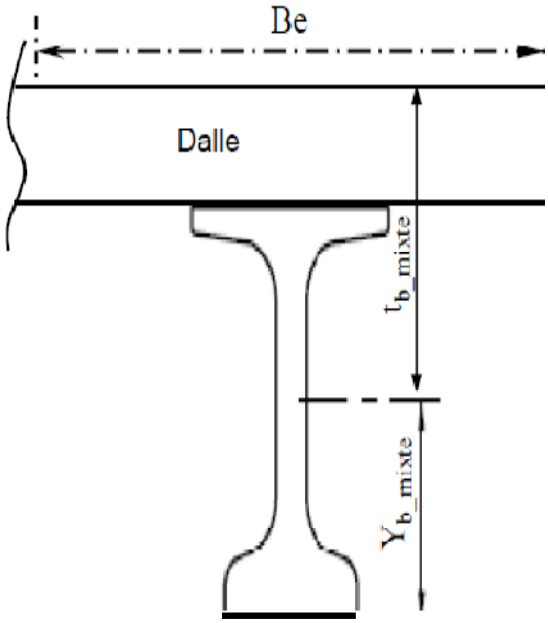
ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	7469,91	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1106,3	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	481000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	1,49E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	483,2	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,18	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1106,3	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	101,55	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,109	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	5609,70	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	5094,17	kN
Excenticite au centre à 0.5*L		e =	389,5	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,29E+08	mm^3
f_{pe} =	(P_f / A) + (P_f*e/ S_{bottom})	f_{pe}=	26,03	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	5115,28	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0782	
		fps =	2547,99	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1816,34	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		NON	Mr < 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		NON	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		NON	Mr < Mf

c) Pour L=25m et S=2m

- Calcule de la précontraint de la poutre « NEBT 1000 »

Poutre

Type	NEBT 1000
A_{NEBT} (mm²) x 10^{-3} =	481
$y_{b\ NEBT}$ (mm)=	483,2
$I_{NEBT-xx}$ (mm⁴)x10^{9} =	62,1
H_{NEBT} (mm) =	1000
S_b (mm³)x10^{-3}=	128518,2
S_t (mm³)x10^{-3}=	120162,5
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908



Dalle

B_e (mm)=	2000
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm²)x10^{-3} =	400
fc'_{dalle} (MPa) =	35
$y_{b\ dalle}$ (mm)=	100
$I_{dalle-xx}$ (mm⁴)x10^{9} =	1,3
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273

Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	738,6
$y_{t\ mixte}$ (mm)	461,4
$I_{mixte-xx}$ (mm⁴)x10^{9} =	139,2
$I_{mixte-yy}$ (mm⁴)	
S_b (mm³)x10^{3}=	188478,6
S_t (mm³)x10^{3}=	532675,9

Tableau III .19 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-1,09	17,51	-1,14	18,30
0,1L	0,74	15,79	4,84	9,88
0,2L	1,97	14,64	9,20	3,76
0,3L	2,58	14,07	12,00	-0,25
0,4L	2,58	14,07	13,29	-2,27
0,5L	-0,45	16,90	10,72	-0,16
0,6L	2,58	14,07	13,29	-2,27
0,7L	2,58	14,07	12,00	-0,25
0,8L	1,97	14,64	9,20	3,76
0,9L	0,74	15,79	4,84	9,88
1,0L	-1,09	17,51	-1,14	18,30

Tableau III .20 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	5151,14	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1106,7	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	481000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	1,49E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	483,2	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,18	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1106,7	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) h_w=b:		h_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	101,55	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,109	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	5611,88	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	4282,2	kN
Exccenticite au centre à 0.5*L		e =	389,9	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,29E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f * e / S_{bottom})$	f_{pe}=	21,89	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	4315,72	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0782	
		fps =	2547,81	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1816,35	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

III.4.3 Etude de la poutre préfabriquée NEBT 1200

Cas N° 3 : pour L=25m, (S=**2,5 m, S=3m, S=3,25m)**

a) Pour la portée **L=25 m** et l'entre- axe des poutres **S=2,5 m**

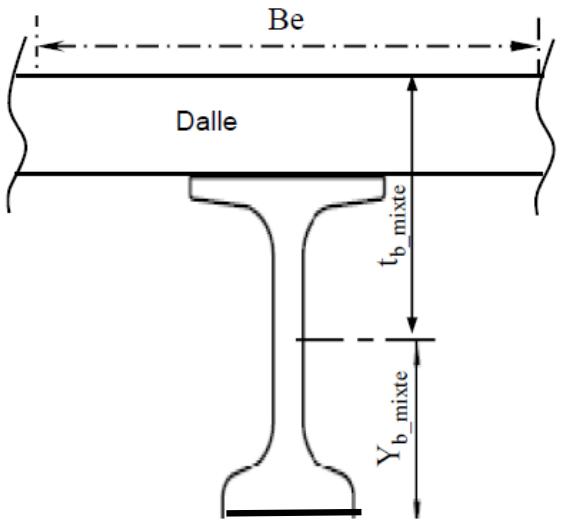
- Calcule de la précontraint de la poutre « NEBT 1000

Poutre

Type	NEBT 1200
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	517
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	574,8
$I_{NEBT\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	99,1
H_{NEBT} (mm) =	1200
S_b (mm^3)x10^3=	172407,8
S_t (mm^3)x10^3=	158509,3
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908

Dalle

B_e (mm)=	2500
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	500
fc'_{dalle} (MPa) =	35
y_{b_dalle} (mm)=	100
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	1,7
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273



Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	902,0
$y_{t\ mixte}$ (mm)	498,0
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	223,4
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	247719,3
S_t (mm^3)x10^3=	749797,9

Tableau III .21: propriétés de section et moments fléchissant

	Axe (0.0) L	Axe (0.1) L	Axe (0.2) L	Axe (0.3) L	Axe (0.4) L	Axe (0.5) L	Axe (0.6) L	Axe (0.7) L	Axe (0.8) L	Axe (0.9) L	Axe (1.0) L
M_1 (kN.m)	0,00	356,34	633,50	831,47	950,25	989,84	950,25	831,47	633,50	356,34	0,00
M_2 (kN.m)	0,00	357,75	636,00	834,75	954,00	993,75	954,00	834,75	636,00	357,75	0,00
M_3 (kN.m)	0,00	372,00	661,00	868,00	992,00	1033,00	992,00	868,00	661,00	372,00	0,00
M_4 (kN.M)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M_5 (kN.m)	0,00	747,00	1315,00	1677,00	1836,00	1806,00	1836,00	1677,00	1315,00	747,00	0,00
M_6 (kN.m)	1448,50	1697,26	1946,01	2194,77	2443,53	2443,53	2443,53	2194,77	1946,01	1697,26	1448,50
M_7 (kN.m)	1234,21	1446,17	1658,13	1870,08	2082,04	2082,04	2082,04	1870,08	1658,13	1446,17	1234,21
Aire (mm^2)	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0	517000,0
S_{top} ($x10^3$ mm^3)	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3	158509,3
S_{bottom} ($x10^3$ mm^3)	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8	172407,8
e (mm)	279,5	327,5	375,5	423,5	471,5	471,5	471,5	423,5	375,5	327,5	279,5
P_i (kN)	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5	5182,5
P_f (kN)	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8	4415,8

LIMITES DES CONTRAINTES

CAN/CSA-S6-06, Art. 8.8.4.6

f_{ci}'	Contrainte admissible du béton au transfert	=	40	Mpa
f_c'	Contrainte du béton @ 28 jours	=	50	Mpa

AU TRANSFERT :

resistance a la compression : clause 8.8.4.6 CAN/CSA-S6-06

f_{ci}	0.6 f_{ci}'	=	24	Mpa	(compression limite)
f_{ti}	0.2 [SQRT(f_{ci}')]	=	1,26	Mpa	(traction limite)

resistance a la fissuration fcri : clause 8.4.1.8.2 CAN/CSA-S6-06

fcri	fcri=0.4 [SQRT(fci')]	=	2,53	Mpa

EN SERVICE :

resistance a la fissuration fcr : clause 8.4.1.8.1 CAN/CSA-S6-06

f_{cf}	0.4 f_c'	=	20	Mpa	(compression limite)
f_{tf}	not exceeding cracking strength, fcr=0.4 [SQRT(f_c')]	=	2,83	Mpa	(traction limite)

σ_1 Contraintes dues au poids mort de la poutre

σ_2 Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises

σ_3 Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière)

σ_4 Contraintes dues au gradient thermique

σ_5 Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn.

σ_6 Contraintes dues à l'acier de précontrainte

σ_7 Contraintes dues à l'eccentricité des torons

M_1 = Moments dues au poids mort de la poutre
M_2 = Moment dues aux poids de la dalle et entretoises
M_3 = Moment dues aux charges permanentes (enrobé + glissière)
M_4 = Moment dues au gradient thermique
M_5 = Moment dues aux surcharges routières + majoration dynamique
M_6 = Moment dues à l'eccentricité des torons
M_7 = Moment due to eccentricities of prestressing strands at Service

Pour la section composite

	Axis (0.0) L	Axis (0.1) L	Axis (0.2) L	Axis (0.3) L	Axis (0.4) L	Axis (0.5) L	Axis (0.6) L	Axis (0.7) L	Axis (0.8) L	Axis (0.9) L	Axis (1.0) L
$S_{t_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9	749797,9
$S_{b_composite}$ ($x10^3$ mm^3)	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3	247719,3

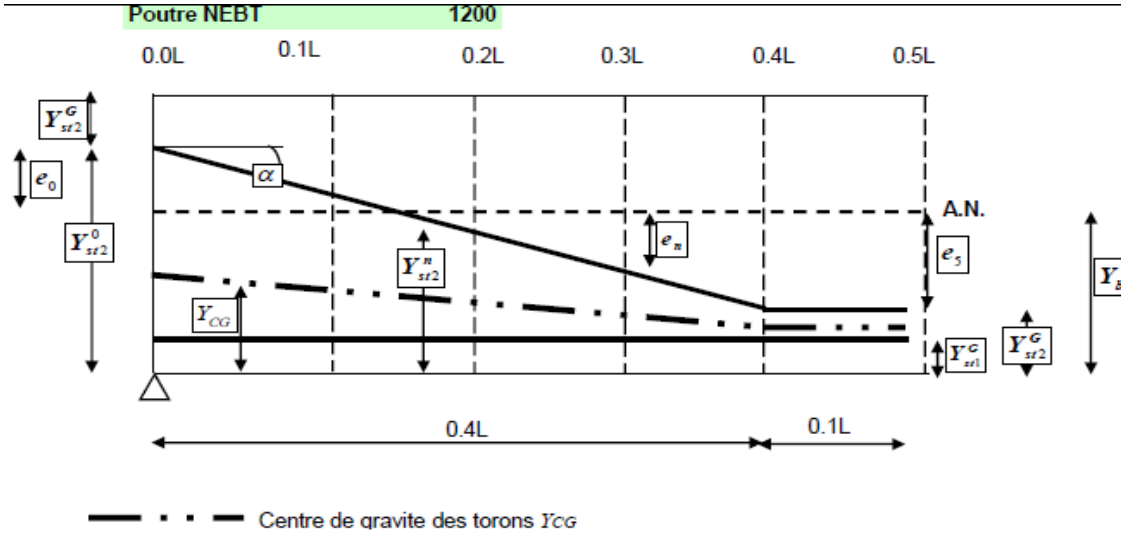
Tableau III .22 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	0,89	18,43	0,75	15,70
0,1L	1,56	17,80	5,42	8,27
0,2L	1,74	17,64	8,72	2,82
0,3L	1,42	17,93	10,65	-0,55
0,4L	0,60	18,69	11,19	-1,84
0,5L	0,85	18,46	11,71	-2,35
0,6L	0,60	18,69	11,19	-1,84
0,7L	1,42	17,93	10,65	-0,55
0,8L	1,74	17,64	8,72	2,82
0,9L	1,56	17,80	5,42	8,27
1,0L	0,89	18,43	0,75	15,70

CALCUL DES CONTRAINTES @ (0.5) L *ÉTAT LIMITE D'UTILISATION, TYPE I*

	FIBRE SUPERIEURE MPa	FIBRE INFERIEURE MPa
1) *Contraintes dues au poids mort de la poutre (Non-Composite)* M_1 9,090E+08 / S_t 1,585E+08 ; M_1 -9,090E+08 / S_b 1,724E+08	6,24	-5,74
2) *Contraintes dues aux poids de la dalle et entretoises (Non-Composite)* M_2 9,938E+08 / S_t 1,585E+08 ; M_2 9,938E+08 / S_b 1,724E+08	6,27	5,76
3) *Contraintes dues aux charges (enrobé + glissière) (Composite)* M_3 1,033E+09 / S_t 7,498E+08 ; M_3 -1,033E+09 / S_b 2,477E+08	1,38	-4,17
4) *Contraintes dues au gradient thermique (Composite)* M_4 0,000E+00 / S_t 7,490E+08 ; M_4 0,000E+00 / S_b 2,477E+08	0,00	0,00
5) *Contraintes dues aux surg. routières + maj. dyn. (Composite)* M_5 1,806E+09 / S_t 7,498E+08 ; M_5 -1,806E+09 / S_b 2,477E+08	2,41	-7,29
1)+2)+3)+4)+5)	**16,30**	**-22,97**
Contraintes dues à l'acier de précontrainte P_f 1,962E+06 / A 5,170E+05 mm^2	9,60	9,60
Contraintes dues à l'excentricité des torons M_7 -2,298E+09 / S_t 1,585E+08 ; M_7 2,298E+09 / S_b 1,724E+08	-14,50	13,33
	11,40	**-0,04**
	OK	**OK**

- Calcule les excentricités et les pertes de précontraint :



Poutre axe ----		1-2					
				section poutre A =		5,17E+05	mm²
Ht =	1200	mm		**CG avec aciers**			
L =	25000	mm		**Ycgb =**	103,3333333	mm	
Yb =	574,8	mm					
L/10 =	2500	mm		**Ybp =**	571,0007675	mm	

Nombre de torons serie 1 : droits			**Nombre de torons serie 2 : inclines**		
n1 =	14	couche 1	**m1 =**	2	couche 1
n2 =	6	couche 2	**m2 =**	2	couche 2
n3 =	4	couche 3	**m3 =**	2	couche 3
n4 =	0	couche 4	**m4 =**	0	couche 4
			m5 =	0	couche 5
total ni =	**24**		**m6 =**	0	couche 6
			m7 =	0	couche 7
			total mi =	6	

Nombre total des torons = ni+mi = 30

Distance du CG des torons series 1 et 2 au bas de la poutre

Y_{st1}^{G}	=	99,16666667	mm	**serie 1**
Y_{st2}^{G}	=	120	mm	**serie 2**

Angle d'inclinaison des torons serie 2

Tan alpha=	=	0,096	**alpha =**	5,48	degrees

Excentricites des torons inclines par rapport a l'A.N. de la serie 2

0.0L	**e0 =**	-505,2	mm
0.1L	**e1 =**	-265,2	mm
0.2L	**e2 =**	-25,2	mm
0.3L	**e3 =**	214,8	mm
0.4L	**e4 =**	454,8	mm
0.5L	**e5 =**	454,8	mm

Determination de Ynst2 - disrance du CG des barres inclinees au bas de la poutre

Y_{st2}^{0}	=	1080	mm
Y_{st2}^{1}	=	840	mm
Y_{st2}^{2}	=	600	mm
Y_{st2}^{3}	=	360	mm
Y_{st2}^{4}	=	120	mm
Y_{st2}^{5}	=	120	mm

Poutre axes **1_2**

CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE CLAUSE 8.7.4 CAN/CSA-S6-06

1. Pertes au transfert : Clause 8.7.4.2

Pertes totales : $\Delta_{fs1} = ANC + FR + REL_1 + ES$

Glissement de l'ancrage :

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.2.4

Resistance ultime f_{pu}=		**1860**	MPa	
Tableau 8.2 (clause 8.7.1): fsj = 0.75f_{pu}=		1395	MPa	
	f_{py} =	1674	MPa	
Nombre de torons	n =	30		
Transfert a 18 heures, t = 18heures/24heures=		0,75	jours	(C8.7.4.2.4)

$$REL_1 = \frac{\log(24t)}{45}\left[\frac{f_{sj}}{f_{py}} - 0.55\right] f_{sj}$$ '= 11,03 MPa

Raccourcissement elastique : clause 8.7.4.2.5

Module d'elasticite (acier precontrainte) Es =		**200000**	MPa
Poids unitaire du beton =		**24,5**	kN/m3
Resistance a la compression du beton au transfert **f'ci =**		**40**	MPa
	γ_c =	2497,452	kg/m^3
Resistance a la compression du beton f'_c =		**50**	MPa

$$E_c = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5}$$ = 31810,04 MPa

Module d'elasticite (beton) E_{ci} =

$$E_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_{ci}}}{\sqrt{f'_c}}\right) E_c$$ = 28451,76 MPa

Contrainte de compression (C8.7.4.2.4) f_{cir} :

Section =		**5,17E+05**	mm^2
Moment d'inertie	I_x =	**9,91E+10**	mm^4
Precontrainte	P_i =	5228,66	kN
Excentricite au centre	e =	471,47	mm
M_poutre au centre au transfert =		**989,84**	kN.m

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e^2}{I} - \frac{M_{NEBT} \cdot e}{I}$$ = 17,13 MPa

Raccourcissement elastique $ES = f_{cir}(E_s/E_{ci})$ = 120,43 Mpa

Pertes totales au transfert : Δfs1= REL1+ES : clause 8.7.4.2

$\Delta f_{s1} = REL_1 + ES$	=	131,46	MPa	
Hypothese	=	**131,48**	MPa	**OK**
		7,07%		

2. Perte apres transfert : clause 8.7.4.3

Perte par fluage : clause 8.7.4.3.1

RH = 70 K_{CR} = 2

f_{cds} = contrainte du au poids propre sans la poutre a 0.5L =

f_{top} =		7,65	MPa
f_{bottom} =		-10,03	MPa
	Ht =	1200	mm
	Y_{cg} =	103,33	mm
	Y =	680,77	mm
	F_{cds} =	8,51	MPa

$$CR=\left[1.37-0.77(0.01RH)^2\right]K_{CR}\frac{E_p}{E_c}(f_{cir}-f_{cds}) = 107,66 \text{ MPa}$$

Perte par retrait : clause 8.7.4.3.3

$SH= 117 -1.05RH$ = 43,50 Mpa

Relaxation des cables de precontrainte : clause 8.7.4.3.4

Contrainte dans les aciers au transfert $f_{st} = 0.74f_{pu}$ = 1365,37 MPa

$0.002f_{pu}$ = 3,72 MPa

$$REL_2=\left[\frac{f_{st}}{f_{pu}}-0.55\right]x\left[0.34-\frac{CR+SH}{1.25f_{pu}}\right]\frac{f_{pu}}{3}= 31,38 \text{ MPa}$$ **OK**

Pertes apres le transfert :

	=	182,54	MPa
Hypothese	=	316,9	MPa **OK**

3. Perte totale :

$\Delta fs = \Delta F_{S1} + \Delta F_{S2}$	=	314,00	MPa
Hypothese	=	316,9	MPa **OK**
		16,88%	

Verification des forces de precontraintes :

Initiale :	F_{st} =	1233,92	MPa
	P_i =	5182,46	kN
Finale :	F_{pf} =	1051,38	MPa
	P_f =	4415,78	kN

Pi = est la précontrainte initiale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Pf = est la précontrainte Finale dans les câbles à utiliser pour le calcul des contraintes

Tableau III .23: propriétés de section et moments fléchissant

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{pe} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_r =	6635,77	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1296,7	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	517000,0	mm^2
Moment d'inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	2,23E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	574,8	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,59	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1296,7	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	101,90	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,093	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	6643,57	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	4415,8	kN
Excentricite au centre à 0.5*L		e =	471,5	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,72E+06	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f * e / S_{bottom})$	f_{pe}=	20,62	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	5207,65	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0670	
		fps =	2469,37	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{peu} =	1822,62	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

Pour la portée **L=25 m** et l'entre- axe des poutres **S=3 m**

- Calcule les pré-tensions d'une poutre « NEBT 1200 »

Poutre

Type	NEBT 1200
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	517
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	574,8
$I_{NEBT\ xx}$ (mm^4)x10^9 =	99,1
H_{NEBT} (mm) =	1200
S_b (mm^3)x10^3=	172407,8
S_t (mm^3)x10^3=	158509,3
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908

Dalle

B_c (mm)=	3000
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	600
fc'_{dalle} (MPa) =	35
y_{b_dalle} (mm)=	100
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	2,0
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273

Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	934,9
$y_{t\ mixte}$ (mm)	465,1
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	236,1
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	252558,0
S_t (mm^3)x10^3=	890836,3

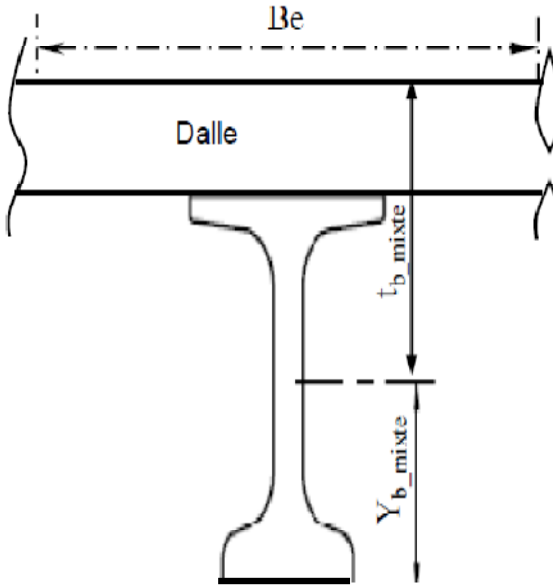


Tableau III .25 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-0,08	22,68	-0,07	18,55
0,1L	0,63	22,02	4,99	9,98
0,2L	0,84	21,83	8,61	3,64
0,3L	0,56	22,09	10,79	-0,34
0,4L	-0,23	22,81	11,51	-1,97
0,5L	0,02	22,58	12,05	-2,48
0,6L	-0,23	22,81	11,51	-1,97
0,7L	0,56	22,09	10,79	-0,34
0,8L	0,84	21,83	8,61	3,64
0,9L	0,63	22,02	4,99	9,98
1,0L	-0,08	22,68	-0,07	18,55

Tableau III .26 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	6416,69	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	3000	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1299,9	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	517000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	2,36E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	574,8	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	100,83	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1299,9	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	3000	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	85,20	mm
. CALCUL DE LA RESISTANCE PONDEREE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,078	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	6727,96	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	4981,2	kN
Excenticite au centre à 0.5*L		e =	420,7	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,72E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f * e / S_{bottom})$	f_{pe}=	21,79	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	5604,23	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0559	
		fps =	2687,98	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1828,82	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

Cas N° 4 :

Pour la portée **L=25 m** et l'entre- axe des poutres **S=3,25 m**

Tableau III .26 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-2,22	23,48	-1,86	19,61
0,1L	-0,99	22,35	3,86	10,09
0,2L	-0,27	21,69	8,09	2,93
0,3L	-0,04	21,48	10,81	-1,72
0,4L	-0,32	21,73	12,02	-3,87
0,5L	-0,07	21,50	12,58	-4,40
0,6L	-0,32	21,73	12,02	-3,87
0,7L	-0,04	21,48	10,81	-1,72
0,8L	-0,27	21,69	8,09	2,93
0,9L	-0,99	22,35	3,86	10,09
1,0L	-2,22	23,48	-1,86	19,61

- Les contraintes dans la poutre dépassent les contraintes limite dans le cas ou **L=25** et S=3,25 pour ce cas on augmenté la hauteur de la poutre de 1200 à 1400

Afin de voir quel espacement peut fonctionner avec une poutre NEBT 1400 et un portée de L=25 ou prend un espacement S=3,25m.

Tableau III .27 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{po} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	7756,48	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1305	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	517000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	2,23E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	574,8	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,61	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1305	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	101,91	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,092	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	6688,65	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	4993,61	kN
Excceticite au centre à 0.5*L		e =	479,8	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	1,72E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f*e/ S_{bottom})$	f_{pe}=	23,56	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	5934,69	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0666	
		fps =	2466,35	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1822,85	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		NON	Mr < 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		NON	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		NON	Mr < Mf

III.4.4 Etude de la poutre préfabriquée NEBT 1400

Pour la portée **L=25 m** et l'entre- axe des poutres **S=3,25 m** Tableau

III .28 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-0,69	16,37	-0,60	14,32
0,1L	0,15	15,60	3,69	7,73
0,2L	0,58	15,22	6,75	3,02
0,3L	0,58	15,22	8,64	0,00
0,4L	0,15	15,61	9,40	-1,44
0,5L	0,36	15,41	9,92	-2,07
0,6L	0,15	15,61	9,40	-1,44
0,7L	0,58	15,22	8,64	0,00
0,8L	0,58	15,22	6,75	3,02
0,9L	0,15	15,60	3,69	7,73
1,0L	-0,69	16,37	-0,60	14,32

Tableau III .29 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	7756,27	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1510,5	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	553000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	3,15E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	667,3	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,93	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1510,5	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	102,19	mm
. CALCUL DE LA RÉSISTANCE PONDÉRÉE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,080	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	7805,19	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	3986,5	kN
Excentricite au centre à 0.5*L		e =	578,1	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	2,20E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f * e / S_{bottom})$	f_{pe}=	17,71	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	5542,59	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0577	
		fps =	2400,06	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1827,82	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf

Pour la portée **L=30 m** et l'entre- axe des poutres **S=3m**

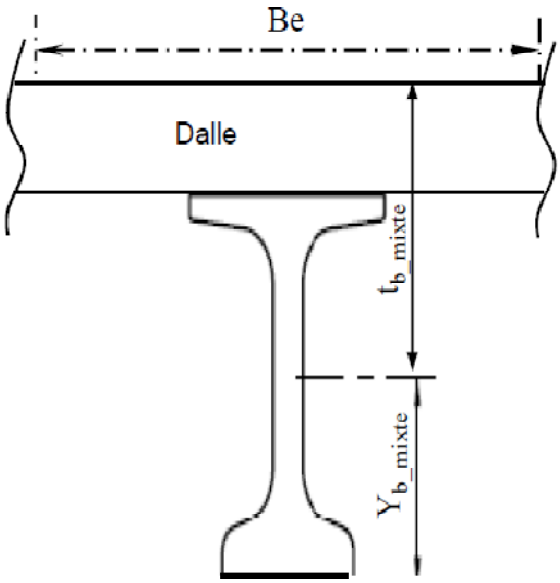
- Calcule les pré-tensions d'une poutre « NEBT 1400 »

Poutre

Type	NEBT 1400
A_{NEBT} (mm^2) x 10^3 =	553
$y_{b\text{-}NEBT}$ (mm)=	667,3
$I_{NEBT\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	146,5
H_{NEBT} (mm) =	1400
S_b (mm^3)x10^3=	219541,4
S_t (mm^3)x10^3=	199945,4
γc (kg/m3)	2450
fc'_{NEBT} (MPa)	50
Ec (MPa)	30908

Dalle

B_e (mm)=	3000
t_{dalle} (mm)=	200
A_{dalle} (mm^2)x10^3 =	600
fc'_{dalle} (MPa) =	35
y_{b_dalle} (mm)=	100
$I_{dalle\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	2,0
γc (kg/m3)	2400
E (MPa)	26273



Composite

E_{dalle}/E_{NEBT}	0,85
$y_{b\ mixte}$ (mm)	1066,8
$y_{t\ mixte}$ (mm)	533,2
$I_{mixte\text{-}xx}$ (mm^4)x10^9 =	332,5
$I_{mixte\text{-}yy}$ (mm^4)	
S_b (mm^3)x10^3=	311647,8
S_t (mm^3)x10^3=	997874,2

Tableau III .30 : Tableau récapitulatif des contraintes de transfert et finales

Axe (m)	Contraintes de tranfert		Contraintes finales	
	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)	Fibre sup. (MPa)	Fibre inf. (MPa)
0,0L	-1,22	20,29	-1,07	17,80
0,1L	0,48	18,74	4,92	9,48
0,2L	1,56	17,76	9,31	3,42
0,3L	2,04	17,32	12,14	-0,57
0,4L	1,99	17,36	13,55	-2,68
0,5L	1,89	17,46	13,76	-2,83
0,6L	1,90	17,44	13,47	-2,61
0,7L	2,04	17,32	12,14	-0,57
0,8L	1,56	17,76	9,31	3,42
0,9L	0,48	18,74	4,92	9,48
1,0L	-1,22	20,29	-1,07	17,80

Tableau III .31 : Calcule la résistance pondérée à la flexion

ELEMENTS EN FLEXION art. 8.8.4				@0,5L
. MATERIAUX :				
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue du materiau beton	ϕ_c =	0,75	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des armatures	ϕ_s =	0,90	
art.8.4.6 Tableau 8.1 :	Coefficient de tenue des cables de precontrainte	ϕ_p =	0,95	
art.8.4.1.2	Resistance a la compression du beton	f'_c =	50,00	MPa
art.8.4.2.1.3	Limite elastique	f_y =	400,00	MPa
	Resistance a la fissuration	f_{cr} =	2,83	MPa
	contrainte ultime des cables de precontrainte	F_{pu}=	1860	MPa
	Type de précontrainte	cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		
cables à basse relaxation fpy/Fpu =0,9		f_{p0} =	1302	MPa
	fpy de calcul est	f_{py} =	1674	MPa
	Moment exterieur pondéré	M_f =	7736,89	kN.m
. GÉOMÉTRIE DE LA SECTION :				
Largeur de la partie en compression de la section		b =	2500	mm
Largeur de l'ame		b_w =	180	mm
Hauteur de la section		h =	1200	mm
Hauteur de l'aile en compression		h_f =	200	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres tendues		d_s =	0	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des cables de précontrainte		d_p =	1499,4	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CG des barres comprimée		d' =	0	mm
Aire de la section de la poutre =		A =	553000,0	mm^2
Moment d'/inertie de la section négligeant les armatures		Ig =	3,15E+11	mm^4
Distance du CG de la section résistant la surcharge vive à la fibre tendue		y_b =	667,3	mm
Distance de l'axe neutre à la fibre comprimée		c =	120,92	mm
Distance de la fibre extreme comprimee au CDG des barres tendues		d=	1499,4	mm
. ARMATURES DANS LA SECTION :				
Aire des barres d'armature du cote de la face tendue, mm^2,		A_s =	0	mm^2
Aire des barres d'armature du cote de la face comprimée mm^2,		$A_{s'}$ =	0	mm^3
Aire des cables-tendons dans la zone tendue de la section		A_{ps} =	3080	mm^2
C8.8.4.1 : (a<=hf) b_w=b:		b_w =	2500	mm
Diametre des barres d'armature		phi =	0	mm
Longueur de développement ld (art. 8.15.2.3)		ld =	1000	mm
Longueur d'ancrage X des barres d'armatures		X =	1000	mm
Pourcentage d'ancrage par rapport à ld : X/ld		X/ld =	1,00	
. BLOC DES CONTRAINTES :				
alpha1=0.85-0.0015*f'c>=0.67		α_1 =	0,7750	
Beta1=0.97-0.0025*f'c>=0.67		β_1 =	0,8450	
		α_{1_dalle} =	0,7975	
		β_{1_dalle} =	0,8825	
		a =	102,18	mm
. CALCUL DE LA RESISTANCE PONDEREE :				
Rapport c/d <= 0.5 ou c/d > 0.5		c/ d =	0,081	c/d<0.5
Moment résistant de calcul Mr à prendre en compte :		Mr =	7744,87	kN.m
. ARMATURES MINIMALES : art.8.8.4.3				
	Type de section		Composite	
Contrainte de compression dans le beton due à la précontrainte effective:				
force de precontrainte Pf		P_f =	4870,7	kN
Excceticite au centre à 0.5*L		e =	456,7	mm
S_{bottom} pour la poutre seule		S_{bottom} =	2,20E+08	mm^3
f_{pe} =	$(P_f / A) + (P_f * e / S_{bottom})$	f_{pe}=	18,94	MPa
Moment agissant à la section préfabriquée de la scetion composite		M_p =	0	kN.m
Contrainte à la fibre extreme en traction de la section composite		f_p =	2,4	MPa
Moment de fissuration de calcul		Mcr =	5919,70	kN.m
. ARMATURES MAXIMALES : art.8.8.4.5				
Facteur dependant du type de la precontrainte		k_p =	0,30	
		c/d_p =	0,0581	
		fps =	2403,27	MPa
Contrainte dans les tendons a l'etat limite ultime		f_{psu} =	1827,59	MPa
. VERIFICATION :				
	1. Si Mr > 1.2 Mcr, alors OK		OK	Mr > 1.2Mcr
	2. Si Mr < 1.2 Mcr, alors verifier si Mr > 1.33 Mf		Mr>1.2Mcr	Mr < 1.33Mf
	3. Si Mr > Mf, alors OK		OK	Mr > Mf