

BATIMENT A USAGE COMMERCIAL

DONNEES GENERALES DU PROJET

1- Présentation de l'opération

L'étude porte sur un bâtiment à usage commercial constitué d'une ossature en béton armé et d'une charpente en bois lamellé-collé (voir plans pages 3/8, 4/8 et 5/8).

L'ossature en béton armé est constituée de poteaux 400 x 400, d'une poutre périphérique 250 x 440 et d'un acrotère périphérique 150 x 1140. Ces éléments sont tous préfabriqués.

La charpente en bois lamellé-collé est constituée de pannes (notées PLC1) et de poutres (notées PLC2 et PLC3).

La charpente sert de support à une couverture constituée de bacs acier nervurés, d'une isolation et d'une étanchéité bicouche autoprotégée. La charpente sert aussi de support à des charges du type faux plafond, enseigne, éclairage, etc.

Un auvent en profilés métalliques protège l'entrée du magasin située façade sud.

2 - Données complémentaires

- La pente de 1 % de la couverture est négligée.
- Poids de la couverture bacs acier et étanchéité bicouche : **0,205 kN/m²**
- Poids des charges suspendues à la charpente (charges permanentes) : **0,10 kN/m²**
- Poids volumique du bois lamellé collé : **5 kN/m³**.
- Charge climatique due à la neige **0,36 kN/m²h**
- Poids volumique du béton : **25 kN/m³**.

□ **Béton armé** (quel que soit l'élément étudié):

béton : **Classe de résistance C 25 / 30**

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Classe d'exposition XC1 pour tous les éléments BA étudiés

armatures HA : **Classe B**

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

poids volumique :

$$\gamma = 25 \text{ kN / m}^3$$

□ **Bois lamellé collé**

On notera BLC-GL24h le Bois Lamellé Collé de classe GL 24 homogène.

- Résistance caractéristique vis-à-vis de la flexion du BLC-GL24 : **$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$**
- Résistance caractéristique vis-à-vis du cisaillement du BLC-GL24 : **$f_{v,k} = 2,7 \text{ MPa}$**
- Module moyen d'élasticité axial du BLC-GL24 : **$E_{moy} = 11600 \text{ MPa}$**
- Coefficient γ_M : **$\gamma_M = 1,25$**
- Coefficient k_{mod} (classe de service « 1 » et classe de durée : « court terme » neige) : **$k_{mod} = 0,9$**
- Coefficient k_h (poutre de 800 mm de hauteur) : **$k_h = 1$**
- Coefficient k_{def} : milieu protégé \Rightarrow classe 1 **$k_{def} = 0,6$**

□ **Profilés Métalliques Auvent**

- Acier **S235** : **$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$**

- pour module d'Young **$E = 210 \text{ 000 MPa}$** .

□ **Sol de fondation**

- soit V_d la charge verticale (ELU) au niveau de la base de la fondation
- soit A' aire de la surface effective de la fondation (en compression centrée, aire totale de la surface horizontale de la fondation en contact avec le sol)

- la valeur portance de calcul du sol de fondation : **$R_d ; \frac{R_d}{A'} = 0,2 \text{ MPa}$**

- critère de résistance : **$V_d \leq R_d$**

TRAVAIL DEMANDE

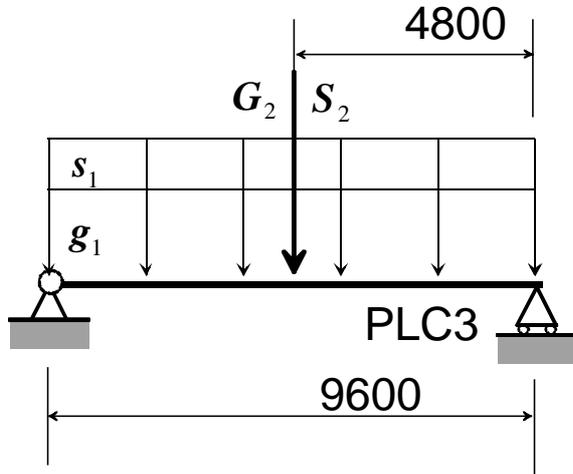
1- Étude de la poutre en bois lamellé-collé PLC3 : 200 x 800

1.1 - Calculer les actions s'exerçant sur la poutre PLC3 dont le modèle mécanique est dessiné ci-dessous (voir plans pages 3/8, 4/8 et 5/8).

On détaillera clairement les différentes charges permanentes g_1 , G_2 et climatiques s_1 , S_2 puis les combinaisons conformément à la norme EN 1990 :

$$ELU : 1,35g + 1,5s$$

$$ELS : g + s$$



1.2.1 - A partir de la note de calcul fournie ($ELU : 1,35g + 1,5s$),

Tracer les diagrammes d'effort normal $N(x)$, d'effort tranchant $V(x)$ et de moment fléchissant $M(x)$ le long de la poutre PLC3. Indiquer les valeurs particulières.

Échelles : $\cdot 1$ cm pour 1 mètre.

$\cdot 1$ cm pour 20 kN.

$\cdot 1$ cm pour 50 m kN.

1.2.2 Tracer les diagrammes des contraintes normales et tangentielles dans les sections les plus sollicitées de la poutre PLC3 en précisant les valeurs maximales de ces contraintes.

1.2.3 Vérifier le critère de résistance / contraintes normales d'une section soumise à la flexion simple ;

Le critère de résistance d'une section au cisaillement.

Critère de résistance d'une section / contraintes normales $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$

$f_{m,d}$ Résistance de calcul à la flexion du bois : $f_{m,d} = k_h \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$

$\sigma_{m,d}$ contrainte max. de calcul en flexion (sur les fibres extrêmes) engendrée par le moment de flexion M à l'E.L.U.

Critère de résistance d'une section au cisaillement : $\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$

$f_{v,d}$ résistance de calcul au cisaillement du bois $f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$

τ_d contrainte max. de cisaillement engendrée par l'effort tranchant V à l'E.L.U.

1.2.4 Vérifier le critère de flèche

Vous utilisez la note de calcul relative aux cas de charges g et s .

fla flèche instantanée $v_{inst}(s) \leq \frac{L}{300}$,

la flèche finale résultante $v_{net,fin} \leq \frac{L}{200}$,

$v_{net,fin}(g + s) = v_{net,fin}(g) + v_{net,fin}(s)$ $v_{net,fin}(g) = v_{inst}(g) \times (1 + k_{def})$

$v_{net,fin}(s) = v_{inst}(s)$

3 - Étude du poteau central en béton armé préfabriqué Pc : 400 x 400

3.1 Calculer les armatures longitudinales et transversales du poteau central. Faire le schéma de ferrailage (coupe uniquement). -

Données :

- Pondération ELU : à la base du poteau : $1,35G + 1,5S$ avec $G = 110 \text{ kN}$ et $S = 58 \text{ kN}$.
- Longueur efficace (de flambement) $l_0 = 5280 \text{ mm}$. On fait l'hypothèse que les poutres lamellé collé PLC 3 et PLC 2 s'opposent à tout déplacement horizontal de la tête du poteau, les liaisons aux extrémités sont des articulations. Cette semelle est dite à encuvement. Le poteau est supposé encastré dans la semelle qui sera supposée articulée par rapport au sol, c'est-à-dire que le sol ne s'oppose pas à la rotation de celle-ci.

4 - Étude de la fondation sous le poteau central Pc : 400 x 400

4.1 - Calculer les dimensions (base) de la fondation sous le poteau central. Voir détail page 5/8.

Données

- Charges arrivant sur la fondation identiques à celles données pour le poteau, question 3 ;
- Le poids du dallage et de la couche de forme ainsi que les charges d'exploitation sur le dallage sont négligés.

4.2 - Calculer les armatures de la fondation sous le poteau central.

Données :

- Charges arrivant sur la fondation identiques à celles données pour le poteau, question 3;
- La semelle étudiée est telle que l'arase supérieure est au niveau $-0,810$, la hauteur h sera prise égale à 250 mm ,
- Semelle de dimensions $1200 \times 1200 \text{ mm}$.

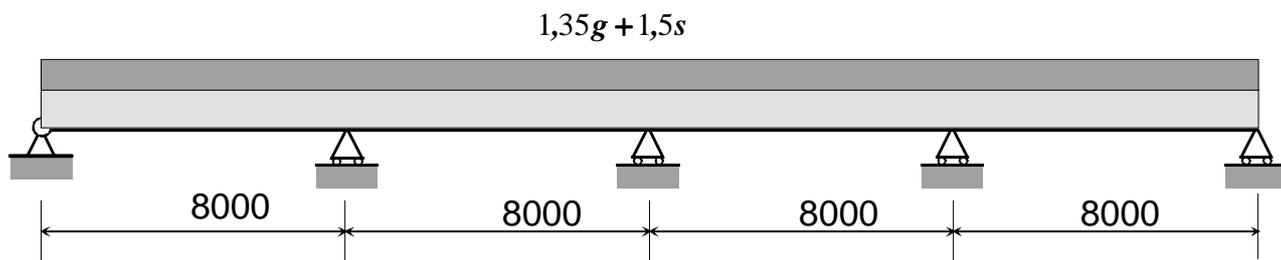
4.3 - Faire un schéma de la fondation.,(coupe verticale) en faisant apparaître les armatures calculées précédemment et les armatures complémentaires à placer dans la paroi de l'encuvement (sans les dimensionner) servant au maintien du poteau en phase provisoire.

5 - Étude de la poutre périphérique en béton armé préfabriqué 250 x 440

51 - Avec les valeurs des moments ultimes données sur le **document réponse page 8/8** (il est à faire !!!), calculer les sections d'armatures en travée de rive et sur l'appui © de la poutre 250 x 440 file E. Tracer l'épure d'arrêts des barres en choisissant 2 lits d'aciers en travée et 2 sur appui. Préciser sur l'épure la valeur des moments résistants et compléter le plan d'armatures (uniquement les armatures de flexion précédemment calculées).

Données : • Tableau d'aciers page 6/8.

Modélisation de la poutre pour tracer la courbe enveloppe des moments qui se réduit à une courbe unique.



Poutre : 250×440 Les portées sont déterminées aux axes des appuis.

Pour cette étude, la combinaison utilisée est : $1,35g + 1,5s$, seul un cas de chargement est envisagé car si la neige existe, elle est alors répartie sur toutes les travées. Si elle n'existe pas, les moments sont k fois plus faibles

$$k = \frac{1,35g}{1,35g + 1,5s}, \text{ et ce cas n'est pas déterminant.}$$

En considérant une accumulation de neige au voisinage de l'acrotère : $1,35g + 1,5s = 15 \text{ kN / m}$

52 - On choisit de prolonger, sur les appuis (0= rive et 1 intermédiaire voisin de rive) de la poutre file E, le lit inférieur de 2 HA 12. Calculer la section minimum d'armatures à emmener sur appuis et proposer les ancrages nécessaires en les justifiant. Compléter les détails sur appuis sur le document réponse page 8/8.

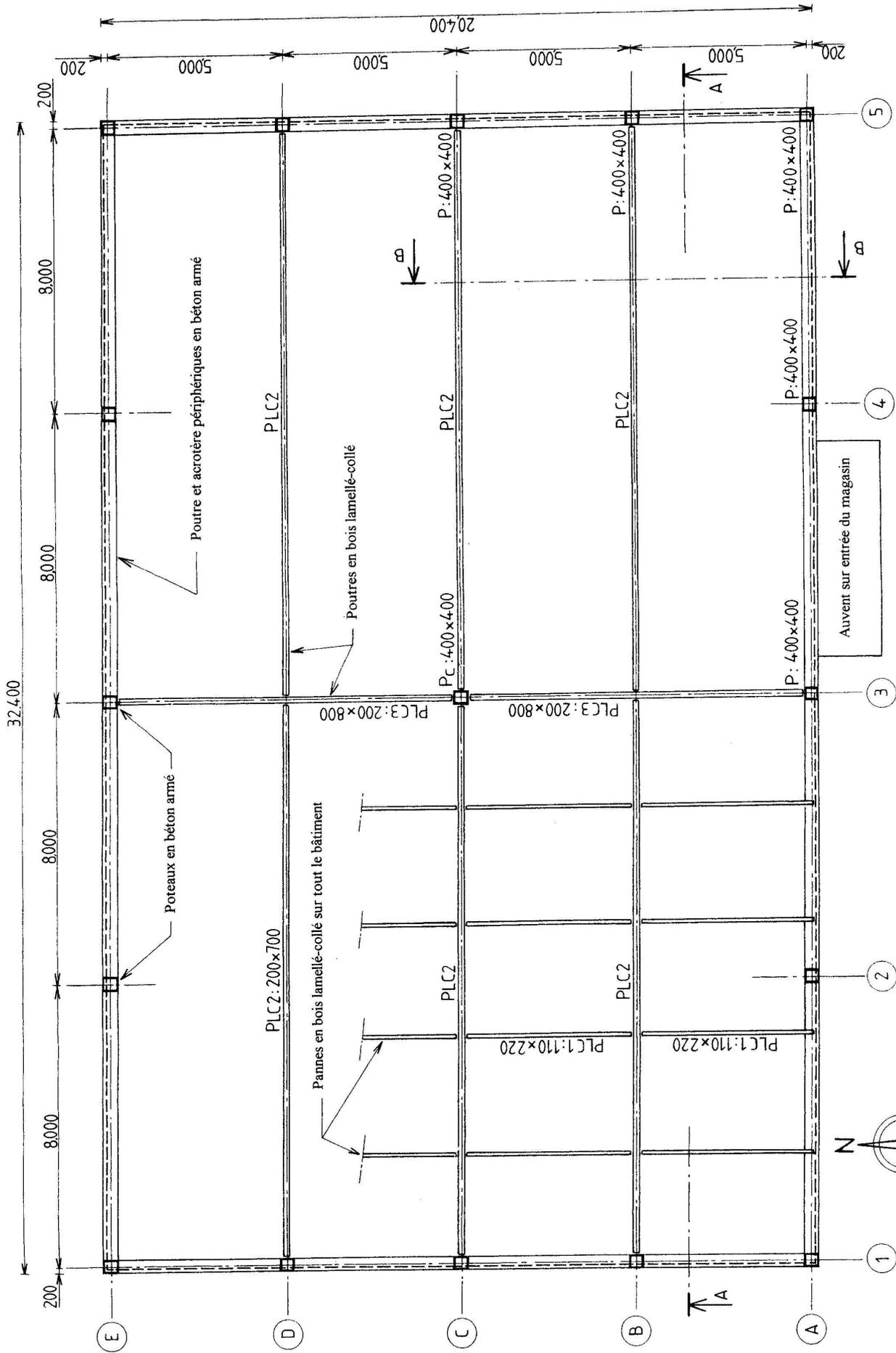
$$M_1 = -102,8 \text{ mkN} \quad \text{charge uniformément répartie } 1,35g + 1,5s = 15 \text{ kN / m}$$

effort tranchant modéré : $\cot \theta = 2,5$

Données : • EC2 article 9.2.1.4 (sections d'aciers sur appuis de rive).

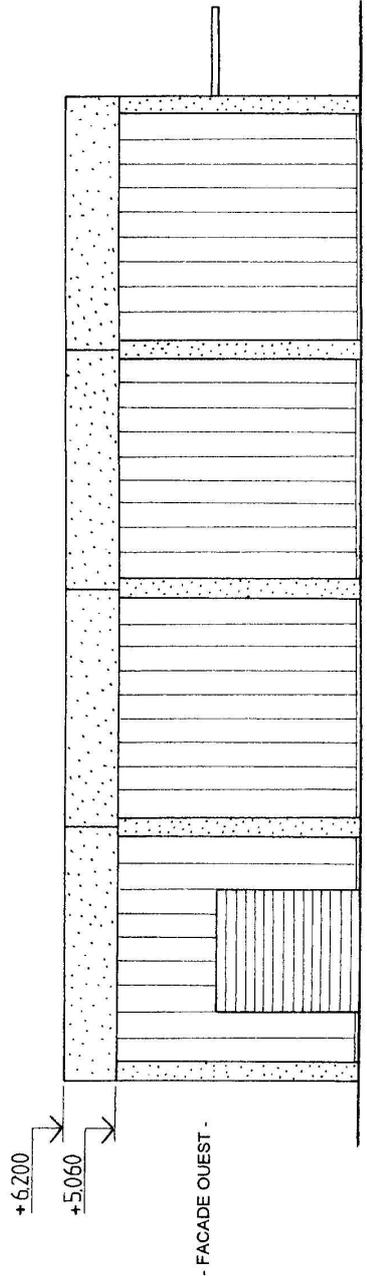
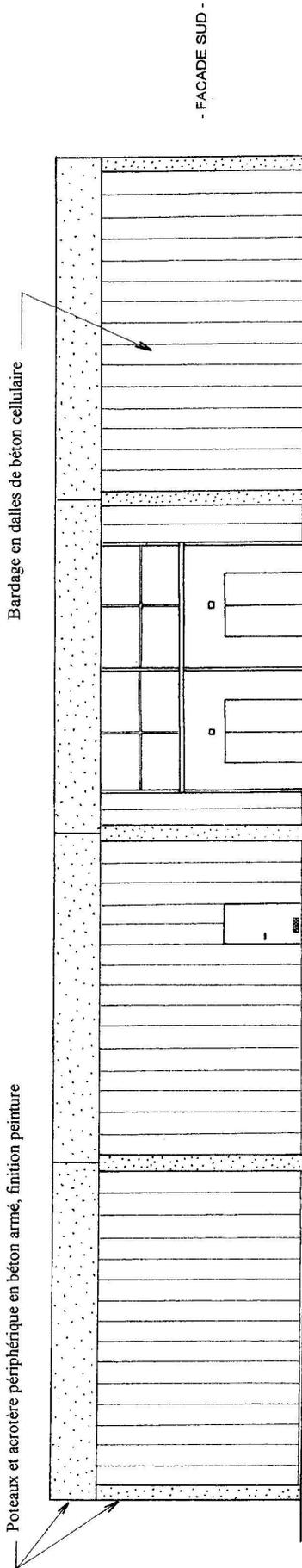
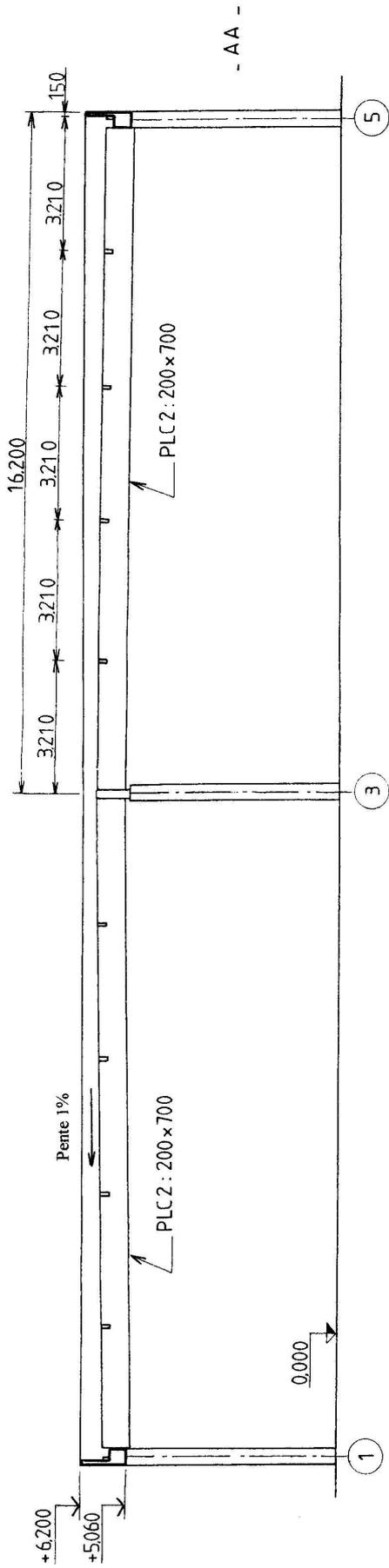
- EC2 : article 9.2.1.5 (sections d'aciers sur appuis intermédiaires).
- EC2 : section 8 (ancrages des armatures).
- Le diagramme de l'effort tranchant dans la travée isostatique de comparaison.
- La formule permettant de calculer l'effort tranchant dans la poutre continue.

$$V_i(x) = V_i^0(x) - \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right) \quad \text{avec toutes les valeurs algébriques.}$$



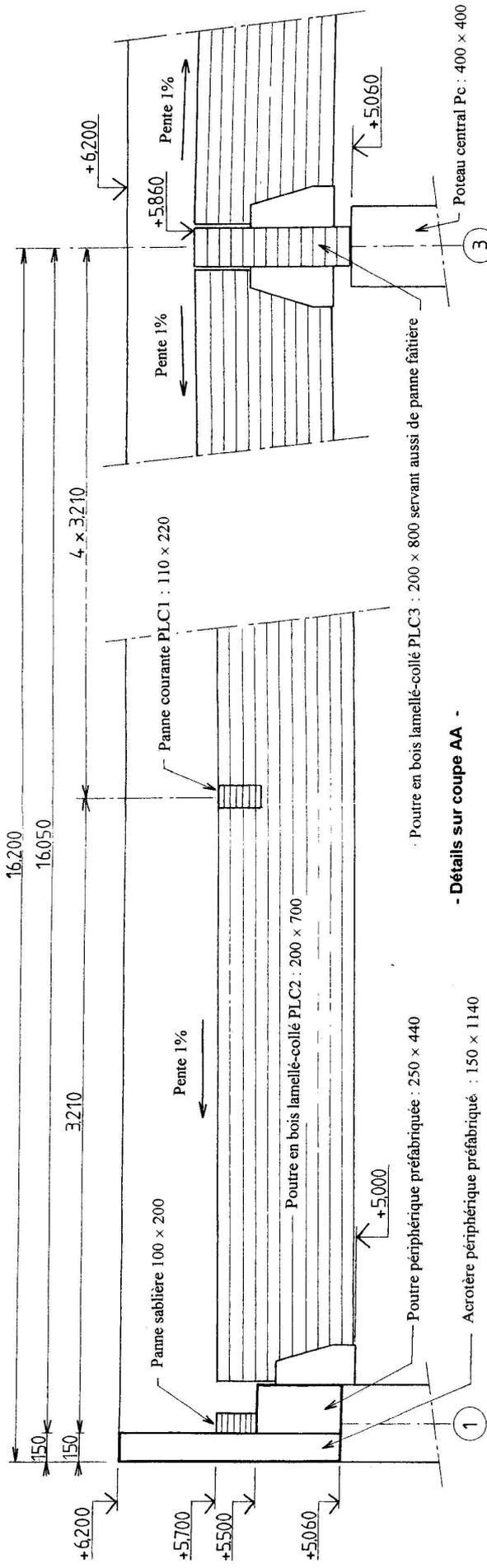
Echelle : 1/100

VUE EN PLAN DE LA CHARPENTE EN BOIS LAMELLE-COLLE ET DE L'OSSATURE EN BETON ARME

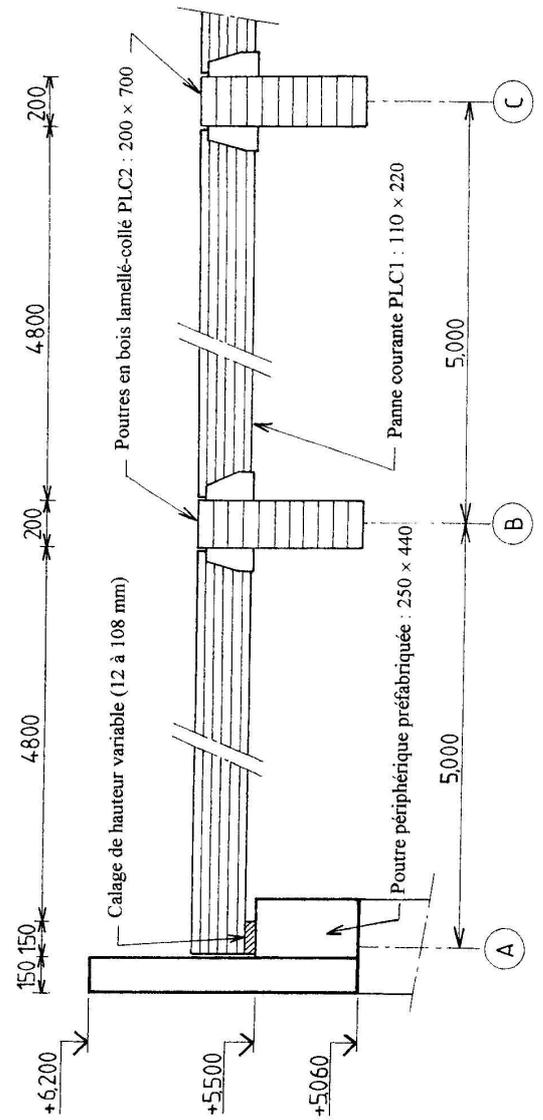


COUPE AA SUR PORTIQUE
ET
ELEVATIONS SUD ET OUEST

Echelle : 1/100



- Détails sur coupe AA -

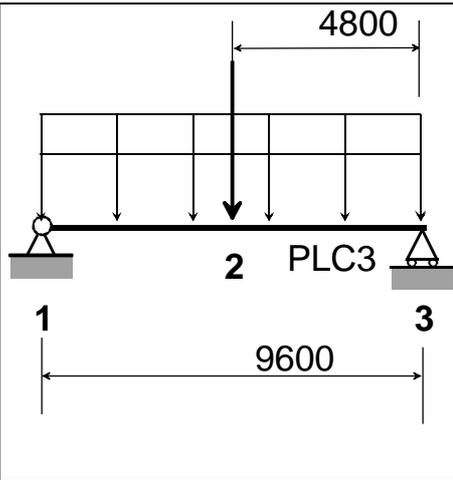


- BB -

- DETAILS SUR COUPE AA -
- COUPE BB -
- DETAIL FONDATION DU POTEAU CENTRAL -

Echelle : 1/20

+-----+
 | Flexion d'une poutre droite |
 +-----+



+-----+
 | Matériau |
 +-----+
 Nom du matériau = LC
 Module d'Young = 11600 MPa
 Masse volumique = 500 kg/m³

| Noeuds [m] |
 +-----+
 Noeud 1 : X = 0.000
 Noeud 2 : X = 4.800
 Noeud 3 : X = 9.600

+-----+
 | Cas de charge(s) | 1,35G+1,5S
 +-----+

Charge nodale : Noeud = 2 $F_Y = -79.10$ kN $M_Z = 0.00$ kN.m
 Charge linéairement répartie : Noeuds = 1 -> 3 $p_{Y0} = -4.14$ kN/m $p_{Ye} = -4.14$ kN/m

+-----+
 | Résultats |

| Efforts intérieurs [kN kN.m MPa] |

V_Y = Effort tranchant M_Z = Moment fléchissant σ = Contrainte normale

Noeud	V_Y	M_Z	σ
1	-59.42	-0.00	-0.00
2	-39.55	237.53	11.13
2	39.55	237.53	11.13
3	59.42	0.00	0.00

Moment flechissant maximal = 237.53 kN.m à 4.800 m

Moment flechissant minimal = 0.00 kN.m à 9.600 m

Contrainte normale maximale = 11.13 MPa à 4.800 m

Contrainte normale minimale = -11.13 MPa à 4.800 m

+-----+
 | Action(s) de liaison [kN kN.m] |
 +-----+

Noeud 1 $R_Y = 59.42$
 Noeud 3 $R_Y = 59.42$

+-----+
 | Cas de charge(s) | S = neige
 +-----+

Charge linéairement répartie : Noeuds = 1 -> 3 $p_{Yo} = -1.16$ $p_{Ye} = -1.16$ kN/m
 Charge nodale : Noeud = 2 $FY = -23.11$ kN $MZ = 0.00$ kN.m

+-----+
 | Résultats |
 +-----+

+-----+
 | Déplacements nodaux [m , rad] |
 +-----+

Noeud Flèche Pente

1	0.000000	-0.001775
2	-0.005595	0.000000
3	0.000000	0.001775

DY maximal = 2.48474E-18 m à X = 9.600 m
 DY minimal = -5.59514E-03 m à X = 4.800 m

+-----+
 | Efforts intérieurs [kN kN.m MPa] |
 +-----+

V_Y = Effort tranchant M_Z = Moment fléchissant σ = Contrainte normale

Noeud	V_Y	M_Z	σ
1	-17.10	-0.00	-0.00
2	-11.56	68.79	3.22
2	11.56	68.79	3.22
3	17.10	-0.00	-0.00

Moment flechissant maximal = 68.79 kN.m à 4.800 m
 Moment flechissant minimal = -0.00 kN.m à 9.600 m

Contrainte normale maximale = 3.22 MPa à 4.800 m
 Contrainte normale minimale = -3.22 MPa à 4.800 m

+-----+
 | Action(s) de liaison [kN kN.m] |
 +-----+

Noeud 1 $R_Y = 17.10$
 Noeud 3 $R_Y = 17.10$