



SERVICES CULTURE ÉDITIONS
RESSOURCES POUR
L'ÉDUCATION NATIONALE

**Ce document a été numérisé par le CRDP de Bordeaux pour la
Base Nationale des Sujets d'Examens de l'enseignement professionnel.**

Campagne 2010

Ce fichier numérique ne peut être reproduit, représenté, adapté ou traduit sans autorisation.

ÉTUDE D'UNE CONSTRUCTION

SOUS EPREUVE U4.1

ELABORATION D'UNE NOTICE DE CALCUL

DUREE : 3 heures, coefficient : 2

Ce dossier comprend :

- Sujet : 4 pages
- Dossier technique : DT 1 1 page
DT 2 1 page
DT 3 1 page
- Dossier ressource : R 1 2 pages
R 2 7 pages
R 3 3 pages

Temps conseillé :

Lecture du sujet : 15 mn
Partie n°1 : 1h30
Partie n°2 : 30 mn
Partie n°3 : 45 mn

Barème proposé :

Partie n°1 : 10
Partie n°2 : 4
Partie n°3 : 6

Toutes les parties peuvent être traitées indépendamment

AUCUN DOCUMENT AUTORISE

ÉTUDE D'UNE CONSTRUCTION

SOUS EPREUVE U4.1

ELABORATION D'UNE NOTICE DE CALCUL

DUREE : 3 heures, coefficient : 2

BÂTIMENT INDUSTRIEL

SUJET

- Texte de l'épreuve

Toutes les parties peuvent être traitées indépendamment

AUCUN DOCUMENT AUTORISE

Texte de l'épreuve

Contexte industriel

Le support de l'étude est le dossier partiel d'un bâtiment industriel, comprenant un atelier de façonnage de plain pied des bureaux dans un édifice de 2 niveaux.

Ce bâtiment est décrit dans le dossier technique sur les documents techniques DT1 à DT3.

Deux variantes de couverture sont données dans le CCTP :

- Variante 1 : Panneau sandwich de couverture 100 mm
- Variante 2 : Bac acier + isolant 100 mm + étanchéité.

La variante retenue pour cette étude est le panneau sandwich de couverture 100 mm.

Cette variante comprend :

- Une toiture à un seul versant d'une pente de 10 %.
- Des portiques de 6 m d'entraxe (files 2 à 6), constitués de :
 - arbalétrier en bois lamellé collé de section 160x680,
 - 2 poteaux moisés en bois lamellé collé de section 2x80x320,
 - 2 jambes de force en bois massif contre collé de section 160x200.
- D'un portique file 7 (*ne fait pas partie de l'étude*)
- Des pannes déversées seront prévues pour recevoir le panneau sandwich de couverture. Ces pannes en bois lamellé collé ont une section rectangulaire de 80 x 320 et des entraxes définis sur le document technique DT3.
- Des pignons en ossature en bois (files 1 et 8), avec bardage double peau.
- Des longs pans comprenant un bardage double peau (files A et B).
- Sur l'angle du pignon (file 8) et le long pan (file A) sont localisés les bureaux en mur ossature en bois.

L'étude porte sur :

- Une panne courante, étudiée en flexion déviée (document DT3).
- Le portique de la file 4 (document DT2 et DT3).
- L'assemblage de la jambe de force du portique (document DT3).

Hypothèses sur le matériau :

- Les éléments en bois lamellé collé sont de classe de résistance GL24h.
- Les éléments en bois massif sont de classe de résistance C24.
- Tous les éléments étudiés sont de classe de service 1 (humidité du bois < 13 %).
- Les vérifications seront menées conformément aux règles de calcul des structures NF-EN 1990, NF-EN 1991 et NF-EN 1995 (Eurocodes 0, 1 et 5).

Partie 1 : PANNE POSEE A DEVERS

□ Objectif :

- - Vérification de la résistance de la panne à l'Etat Limite Ultime (ELU STR),
 - Vérification de la déformation de la panne à l'Etat Limite de Service (ELS).

Les pannes posées à dévers sont représentées sur le document DT3.

□ **Chargements sur une panne :**

- Panneau sandwich de couverture 100 mm : 0,198 kN/m²
- Poids propre des pannes : à déterminer
- Charge de neige : La construction est située en région A1, site normal, altitude 250 m, bâtiment chauffé.

□ **Travail demandé :**

Le modèle d'étude de la panne est celui du document ressource R3.

1.1. Chargement suivant le rampant d'une panne courante défavorable.

- 1.1.a. Parmi les pannes P₁, P₂ et P₃, expliquer pourquoi la panne P₃ est la plus défavorable.
- 1.1.b. Pour la panne P₃, déterminer la valeur de la charge linéaire permanente g (poids propre de la panne compris).
- 1.1.c. Déterminer, **suivant le rampant**, la valeur de la charge linéaire de la neige s sur la panne P₃.
Voir document ressource R1.
- 1.1.d. Déterminer la valeur du chargement linéaire ultime p_u sous la combinaison *ELU STR*.
 $p_u = 1,35 G + 1,5 S$.
- 1.1.e. Déterminer :
 - l'intensité du chargement p_{uY}, projection de p_u sur l'axe (Y',Y).
 - l'intensité du chargement p_{uZ}, projection de p_u sur l'axe (Z',Z).

1.2. Calcul des contraintes normales et tangentielles.

Prendre pour la partie 1.2 : p_{uY} = 0,28 kN/m et p_{uZ} = 2,8 kN/m

- 1.2.a. Déterminer les composantes des actions de liaison:
 - Y_A et Y_B sous l'action de la charge p_{uY}
 - Z_A et Z_B sous l'action de la charge p_{uZ}
- 1.2.b. Sous l'action du chargement p_{uY} :
Déterminer l'effort tranchant maximum V_{u,y} et le moment fléchissant maximum M_{u,z}.
- 1.2.c. Sous l'action du chargement p_{uZ} :
Déterminer l'effort tranchant maximum V_{u,z} et le moment fléchissant maximum M_{u,y}.
- 1.2.d. Calculer les contraintes normales maximales de flexion σ_{m,y,d} (pour M_{u,y}) et σ_{m,z,d} (pour M_{u,z})
- 1.2.e. Calculer les contraintes de cisaillement longitudinal maxi τ_{v,y,d} (pour V_{u,y}) et τ_{v,z,d} (pour V_{u,z})

1.3. Vérification de la résistance de la panne P₃ aux états limites ultimes (ELU STR).

Prendre pour la partie 1.3 : σ_{m,y,d} = 9,2 N/mm² et σ_{m,z,d} = 3,7 N/mm²
 τ_{v,y,d} = 0,05 N/mm² et τ_{v,z,d} = 0,5 N/mm²

La vérification de la résistance de la panne sera menée selon la procédure donnée dans le paragraphe **A** du document ressource R2.

Remarque :

- L'effet système n'est pas retenu pour l'étude des pannes.
- Prendre pour le déversement K_{crit} = 0,81.

- 1.3.a. Vérifier la résistance de la panne aux contraintes normales de flexion.
 1.3.b. Vérifier la résistance de la panne aux contraintes de cisaillement longitudinal.

1.4. Vérification des déformations de la panne, aux états limites de service (ELS)

Voir document ressources R2, partie B.

Prendre pour la partie 1.4 :

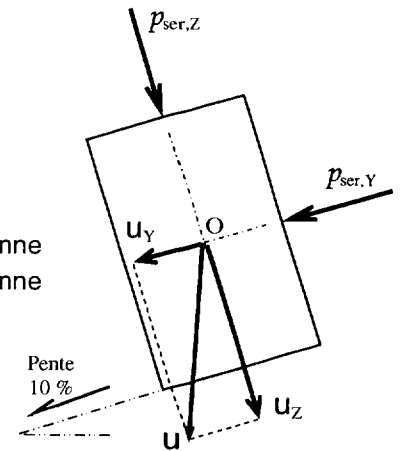
$g = 0,7 \text{ kN/m}$ (charge permanente)

$s = 1,2 \text{ kN/m}$ (charge de neige suivant le rampant)

- 1.4.a. Déterminer les flèches instantanées $u_{inst,y}(g)$ et $u_{inst,y}(s)$ de la panne
 1.4.b. Déterminer les flèches instantanées $u_{inst,z}(g)$ et $u_{inst,z}(s)$ de la panne
 1.4.c. Déterminer les flèches $u_{inst}(g)$ et $u_{inst}(s)$

Le calcul sera mené sous la combinaison de service : $p_{ser} = G + S$.

- 1.4.d. Vérifier que les déformations $u_{inst}(S)$, $u_{net,fin}$ et u_{fin} restent inférieures aux valeurs limites réglementaires (w) du document ressources R2.



Partie 2 : JAMBE DE FORCE DU PORTIQUE FILE 4

Documents DT1, DT2, R2 et R3

□ Objectif :

- Vérification de la résistance de la jambe de force 8 sous la combinaison ELU STR.

Le modèle d'étude du portique (FILE 4) et les résultats de l'étude informatique de ce dernier sont consignés dans le document ressource R3, partie 2.

- Déterminer le degré d'hyperstaticité **extérieur** du portique étudié.
- A partir des résultats du traitement informatique (tableau 3/R3), Identifier la nature des sollicitations dans les barres 8 à 9.
- Donner l'intensité des efforts intérieurs $F_8(g)$ sous charge permanente et $F_8(s)$ sous charge de neige, appliqués à la jambe de force 8.
En déduire l'intensité de l'effort intérieur $F_{u,8}$ à l'état limite ultime.
- Donner l'intensité des efforts intérieurs $F_9(g)$ sous charge permanente et $F_9(s)$ sous charge de neige, appliqués à la jambe de force 9.
En déduire l'effort intérieur $F_{u,9}$ à l'état limite ultime.
- Vérifier la résistance de la jambe de force 8 à la contrainte normale :
 - En vous aidant du document ressource R3, déterminer la longueur L_8 de la jambe de force 8.
 - Calculer l'élanement relatif λ_{rel} de la jambe de force 8.
 - En déduire le facteur d'instabilité au flambement $k_{c,z}$.
 - Vérifier la résistance de la jambe de force 8.

Partie 3 : ASSEMBLAGE EN PIED DE POTEAU [AC]

Pour traiter cette partie voir documents DT3, R2 et R3.

□ Objectif :

- Vérification de la résistance de l'assemblage du pied de poteau AC.

Le détail de l'assemblage étudié est donné dans la **partie 3** du document ressource R3. Les efforts repris par cet assemblage sont consignés dans le tableau 2/R3.

La composante verticale de l'action de liaison en A est reprise par la ferrure d'assise de l'assemblage. La composante horizontale est reprise par 2x4 boulons de diamètre 16 (4 boulons sur chaque moise du poteau).

Chaque moise du poteau sollicite les 4 boulons au double cisaillement.

La vérification se fera sur le boulon le plus sollicité (le plus éloigné du centre de rotation).

La vérification de l'assemblage sera menée sous la combinaison ELU STR (1,35G+1,5S).

31. En vous aidant des résultats de l'étude informatique (tableau 2/R3), donner les

composantes en A de l'action mécanique de liaison $\vec{F}_{U,A} \begin{pmatrix} X_A \\ Y_A \\ 0 \end{pmatrix}$ de la ferrure sur le poteau sous la combinaison ELU STR.

32. Exprimer le torseur $\mathcal{C}(F_{U,A})$ de cette action mécanique au point J (centre de gravité de l'assemblage). En déduire le torseur $\mathcal{C}_1(F_{U,A})$ en J sur une moise du poteau.

33. Isoler une moise du poteau puis déterminer par la méthode de votre choix :

- Les coordonnées x_0 et y_0 du centre de rotation O de l'assemblage.
- l'intensité de la force $F_{U,boulon}$, action du boulon le plus sollicité sur une moise du poteau.
- L'angle α que fait la force $F_{U,boulon}$ avec le fil du bois.

34. Vérifier la résistance de l'assemblage du pied de poteau du portique.

La résistance caractéristique par boulon et par plan de cisaillement est $F_{v,\alpha,Rk} = 10138$ N. Prendre pour la question 34 : $F_{U,boulon} = 12600$ N.

35. Vérifier la résistance au fendage d'une moise selon la procédure décrite sur le document ressource R2.

On donne $w = 1$

ÉTUDE D'UNE CONSTRUCTION

SOUS EPREUVE U4.1

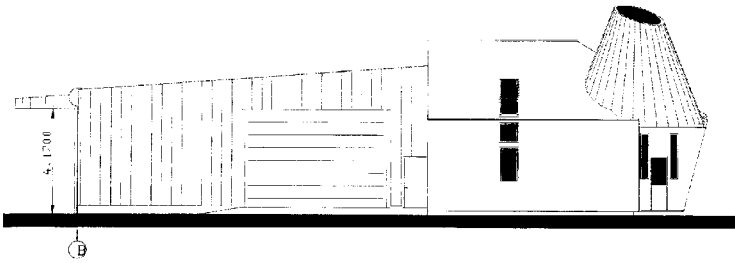
ELABORATION D'UNE NOTICE DE CALCUL

DUREE : 3 heures, coefficient : 2

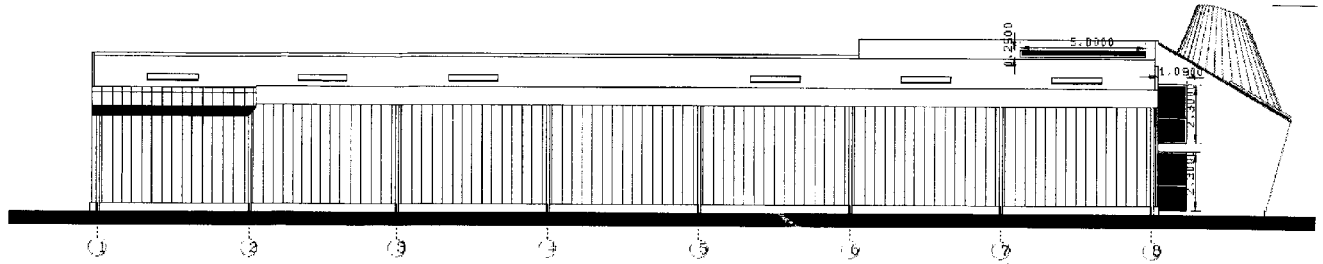
BÂTIMENT INDUSTRIEL

DOSSIER TECHNIQUE ET RESSOURCES

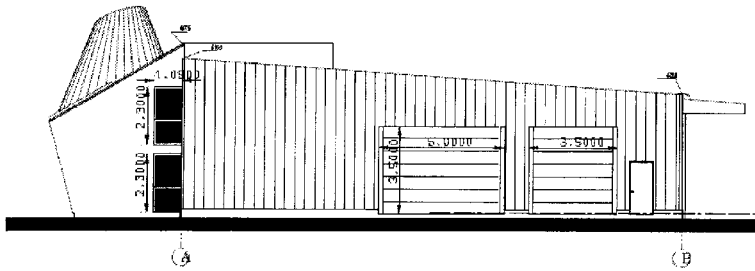
- *Document technique DT1 : Façades*
- *Document technique DT2 : Vue en plan*
- *Document technique DT3 : Coupes*
- *Document ressource R1 : 2 pages*
- *Document ressource R2 : 7 pages*
- *Document ressource R3 : 3 pages*



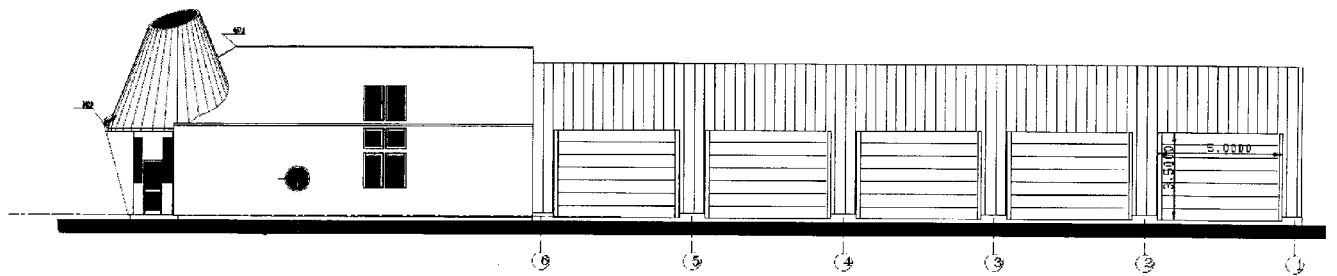
FACADE FILE B



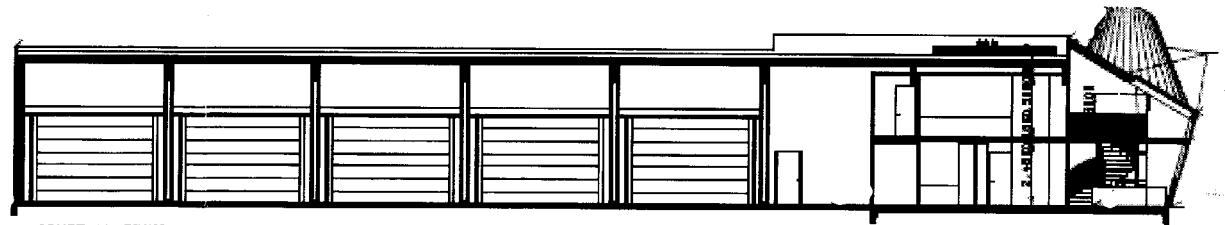
FACADE FILE B



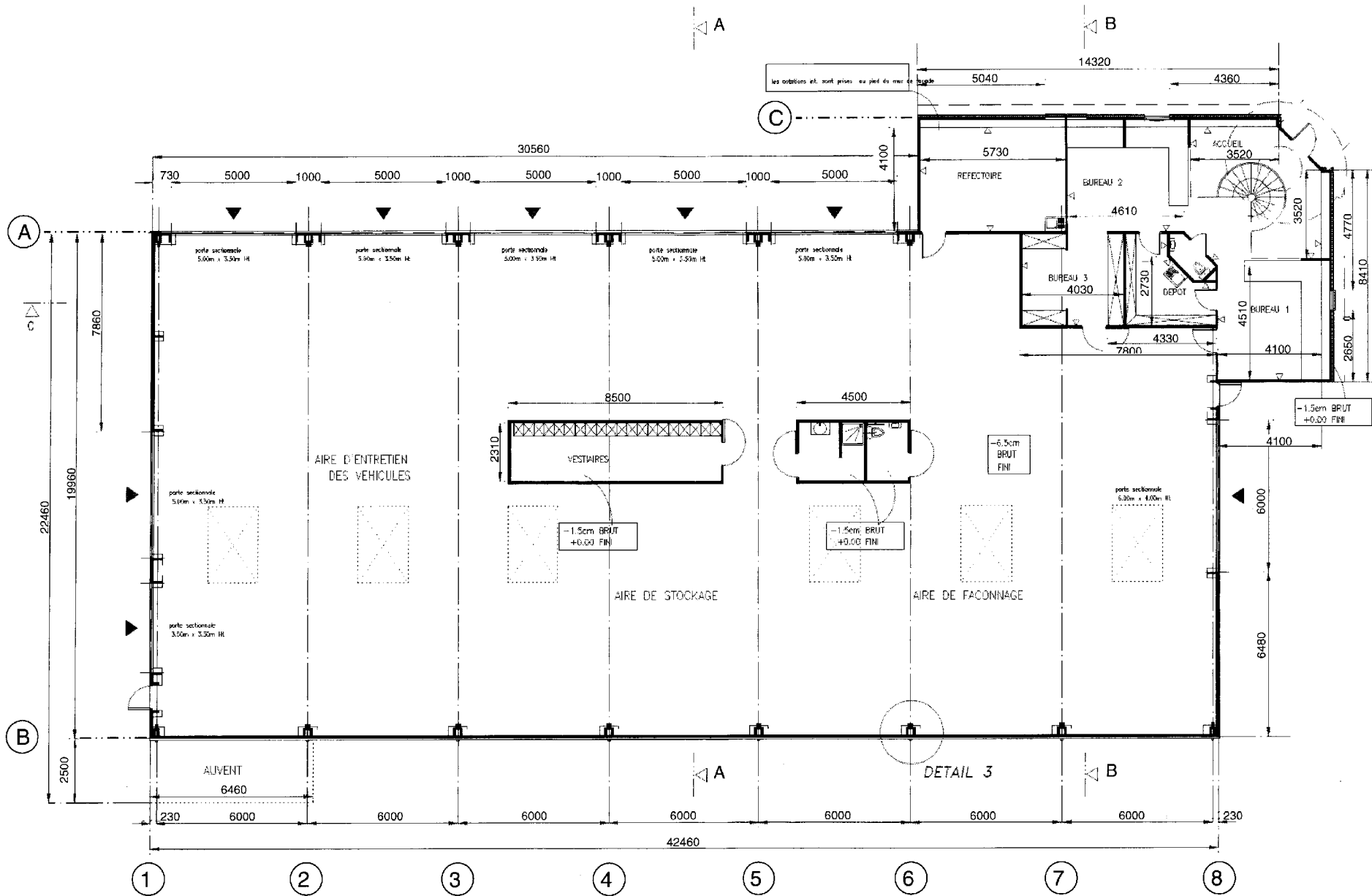
FACADE FILE 1



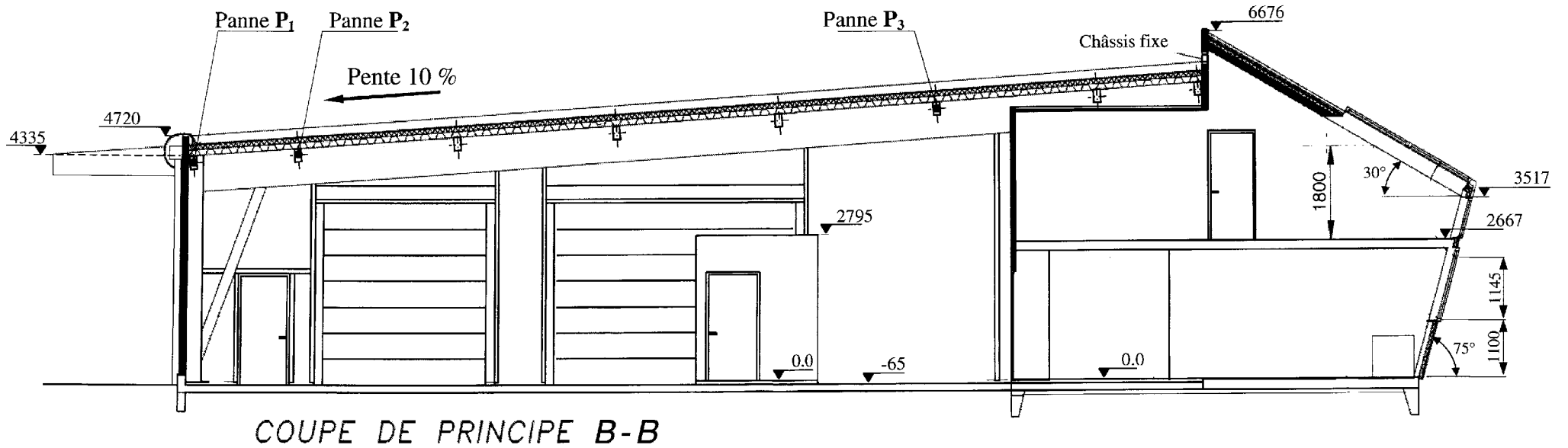
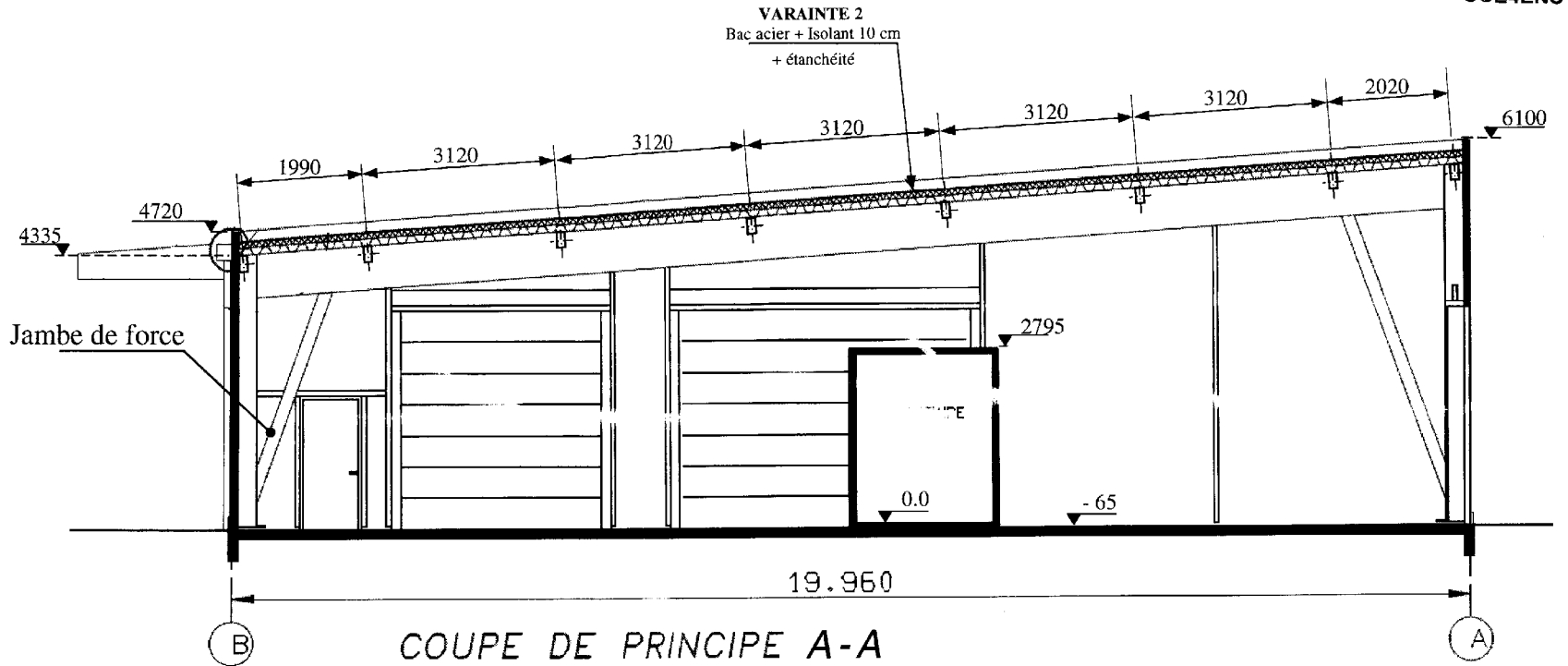
FACADE FILE A



COUPE DE PRINCIPAL C-C



DOCUMENT TECHNIQUE DT2



DETERMINATION DES ACTIONS DE LA NEIGE SUR UNE STRUCTURE

Calcul de surcharge de neige (S_d)

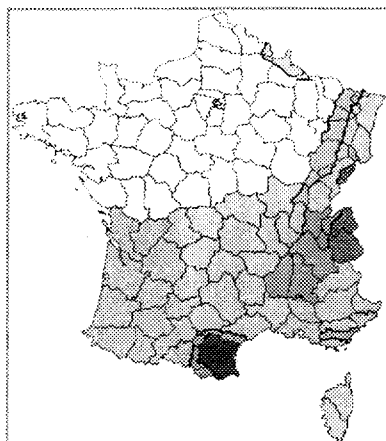
Pour une altitude < 200 m :

$$S_{d,200} = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k + S_1$$

Pour une altitude (A) :

$$S_{d,(A)} = S_{d,200} + \Delta S$$

- μ_i est le coefficient de forme de la charge de neige.
- S_k : Neige caractéristique en projection horizontale.
- C_e est le coefficient d'exposition.
- C_t est le coefficient thermique .
- S_1 majoration de la neige pour faible pente (**Prendre $S_1 = 0$**).



Neige S_k en projection horizontale pour la France Annexe Nationale EC_1.3

Charge applicable selon la zone

Régions	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique (S_k) sur le sol à une altitude inférieure à 200 m.	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Neige exceptionnelle S_{Ad} sur le sol.	-	1,00	1,0	1,35	-	1,35	1,80	-
Variation S_k pour une altitude > 200 m	ΔS_1							ΔS_2

(Charges en kN/m^2)

 $\Delta S(A)$: Variation de S_k au dessus de 200 m

Les formules suivantes donnent le supplément de charge caractéristique au sol à considérer pour tenir compte des effets de l'altitude, Δs_2 pour la région E (le nord des Alpes et le Jura), Δs_1 pour toutes les autres régions :

Altitude A [m]	$\Delta S_1(A)$ [kN/m^2]	$\Delta S_2(A)$ [kN/m^2]
[0 , 200 m]	0	0
[200 , 500 m]	$0,10 \frac{A - 200}{100}$	$0,15 \frac{A - 200}{100}$
[500,1000 m]	$0,30 + 0,15 \frac{A - 500}{100}$	$0,45 + 0,35 \frac{A - 500}{100}$
[1000,2000]	$1,05 + 0,35 \frac{A - 1000}{100}$	$2,20 + 0,70 \frac{A - 1000}{100}$

Pour le cas de charge accidentelle, aucun coefficient d'altitude n'est pris en compte

VALEURS DES COEFFICIENTS D'EXPOSITION C_e et THERMIQUE C_t

COEFFICIENT D'EXPOSITION C_e

Selon l'annexe nationale de l'eurocode 1 partie 3

C_e

Lorsque les conditions d'abri quasi permanentes de la toiture dues aux bâtiments voisins conduisent à empêcher pratiquement le déplacement de la neige par le vent

1.25

Dans tous les autres cas (site normal ou exposé)

1.0

Définition des sites selon Eurocode 1

-**Site balayé par les vents** : zone plate, sans obstacle, exposée de tous les côtés, ou peu protégée par le terrain, par des constructions plus élevées ou par des arbres.

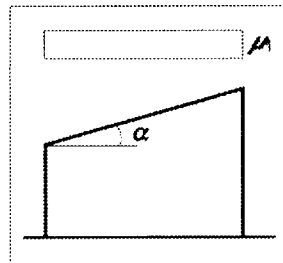
-**Site normal** : zone sans balayage significatif de la neige par le vent, grâce au terrain, à d'autres constructions ou à des arbres.

-**Site protégé** : zone où la construction considérée est beaucoup plus basse que le terrain environnant, ou bien entourée de grands arbres ou encore de constructions plus élevées.

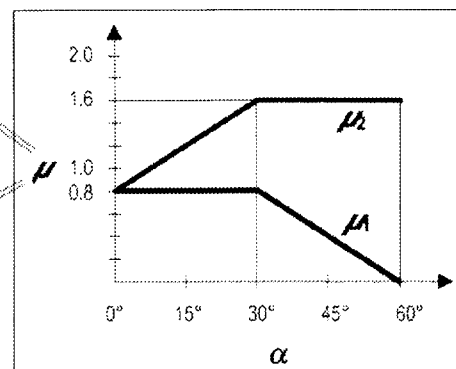
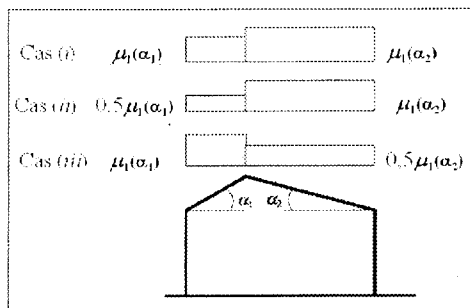
COEFFICIENT THERMIQUE C_t :

Annexe nationale : Les bâtiments normalement chauffés étant systématiquement isolés, il convient de prendre $C_t = 1,0$ sauf spécifications particulières dûment justifiées du projet individuel.

Charge de neige en toiture (s_k)



s_k est modifiée pour prendre en compte la forme de toiture par un coefficient μ_1 :



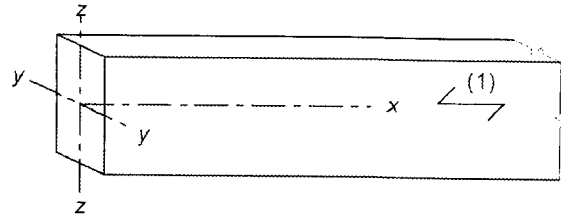
α (angle du toit avec l'horizontale)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-

A / VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES SECTIONS AUX ETATS LIMITES ULTIMES (ELU)**I. Vérification des sections aux contraintes normales de flexion déviée :**

I.1- Vérification aux contraintes normales :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$



I.2- Vérification du déversement :

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{sys} \cdot k_{crit} f_{m,y,d}} \leq 1$$

 $\sigma_{m,y,d}$: Valeur de calcul de la contrainte en flexion selon l'axe principal y $\sigma_{m,z,d}$: Valeur de calcul de la contrainte en flexion selon l'axe principal z $f_{m,y,d}$: Valeur de calcul de la résistance en flexion selon l'axe principal y $f_{m,z,d}$: Valeur de calcul de la résistance en flexion selon l'axe principal z k_{sys} : Coefficient système ($k_{sys} = 1$ si l'effet système n'est pas retenu) k_{crit} : Facteur pour le déversement latéral ($k_{crit} = 1$ s'il n'y a de risque déversement) k_m : Facteur considérant la redistribution des contraintes de flexion dans une sectionIl convient de prendre pour k_m la valeur suivante :

- Pour les sections rectangulaires : $k_m = 0,7$
- Pour les autres sections : $k_m = 1,0$

II. Vérification des sections au cisaillement longitudinal :

Pour le cisaillement longitudinal la relation suivante doit être vérifiée :

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

 τ_d est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement $f_{v,d}$ est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement pour la condition envisagée.**III. Vérification des sections en compression axiale :**

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \text{Selon le cas le plus défavorable (axe faible)}$$

 $\sigma_{c,0,d}$: Contrainte de compression axiale $f_{c,0,d}$: est la valeur de calcul de la résistance en compression axiale $k_{c,y}$: Facteur d'instabilité au flambement selon l'axe y $k_{c,z}$: Facteur d'instabilité au flambement selon l'axe z**IV. Détermination des résistances de calcul :****Résistances de calcul en flexion :**

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h$$

Pour cette étude prendre

$$k_h = 1$$

Résistances de calcul en cisaillement :

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

Résistances de calcul en compression :

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

TABLEAU 1/R2 :

Caractéristiques mécaniques du bois lamellé collé

Norme EN 1194

		Lamellé collé homogène				Lamellé collé composé			
		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Propriétés de résistance en N/mm²									
Flexion	$f_{m,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26	14	16,5	19,5	22,5
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6	0,35	0,4	0,45	0,5
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	24	26,5	29	31	21	24	26,5	29
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,7	3	3,3	3,6	2,4	2,7	3	3,3
Cisaillement	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8

Propriétés de rigidité en kN/mm²

Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,moy}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
Module d'élasticité axial au fractile de 5 %	$E_{0,05}$	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
Module moyen d'élasticité transversal	$E_{90,moy}$	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,42	0,46
Module moyen de cisaillement	G_{moy}	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85

Masse volumique en kg/m³

Masse volumique au fractile de 5 %	ρ_k	380	410	430	450	350	380	410	430
Masse volumique moyenne	ρ_{moy}	440	480	520	560	420	460	500	540

TABLEAU 2/R2 :

Caractéristiques mécaniques des bois massifs

Norme EN 1194

		Résineux et Peuplier				Feuillus			
		C 18	C 24	C 30	C 35	D 30	D 40	D 50	D 60
Propriétés de résistance en N/mm²									
Flexion	$f_{m,k}$	18	24	30	35	30	40	50	60
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	18	24	30	36
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	23	26	29	32
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,2	2,5	2,7	2,8	8,0	8,8	9,7	10,5
Cisaillement	$f_{v,k}$	2,0	2,5	3,0	3,4	3,0	3,8	4,6	5,3

Propriétés de rigidité en kN/mm²

Module moyen d'élasticité axial	$E_{0,moy}$	9	11	12	13	10	11	14	17
Module d'élasticité axial au fractile de 5 %	$E_{0,05}$	6,0	7,4	8,0	8,7	8,0	9,4	11,8	14,3
Module moyen d'élasticité transversal	$E_{90,moy}$	0,30	0,37	0,40	0,43	0,64	0,75	0,93	1,13
Module moyen de cisaillement	G_{moy}	0,56	0,69	0,75	0,81	0,60	0,70	0,88	1,06

Masse volumique en kg/m³

Masse volumique au fractile de 5 %	ρ_k	320	350	380	400	530	590	650	700
Masse volumique moyenne	ρ_{moy}	380	420	460	480	640	700	780	840

V. Coefficients k_{mod} , γ_M , k_{def} , ψ et $k_{c,y}$:V-1. Coefficients k_{mod} et γ_M :**TABLEAU 3/R2** : Coefficients k_{mod}

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Bois massif	EN 14081-1	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,90
Bois lamellé collé	EN 14080	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,90

TABLEAU 4/R2 : Coefficients γ_M

Etats limites ultimes	γ_M
Combinaisons fondamentales	
Bois massif	1,3
Bois lamellé collé	1,25
LVL, contreplaqué, OSB	1,2
Panneau de particules	1,3
Panneau de fibres, dur	1,3
Panneau de fibres, mi-dur	1,3
Panneau de fibres, MDF	1,3
Panneau de fibres, tendre	1,3
Assemblages	1,3
Plaques métalliques embouties	1,25
Combinaisons accidentelles	1,0

TABLEAU 5/R2 : Durée de chargement

Classe de durée de chargement	Exemple de chargement
Permanent	Poids propre
Long terme	Stockage, Equipements fixes
Moyen terme	Charge d'exploitation Neige $H \geq 1000$ m
Court terme	Neige $H < 1000$ m Neige exceptionnelle Charge d'entretien
Instantanée	Actions accidentelles du vent

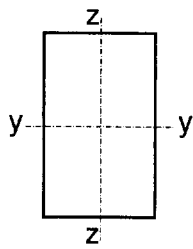
V-2. Valeurs des coefficients ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 et du facteur de déformation k_{def} **TABLEAU 6/R2** : Valeurs k_{def}

Matériau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
Bois massif	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Bois lamellé collé	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3	1,50	2,25	-
OSB/4	1,50	2,25	-	
Contreplaqué	EN 636			
	Partie 1	0,80	-	-
	Partie 2	0,80	1,00	-
Partie 3	0,80	1,00	1,00	

TABLEAU 7/R2 : des coefficients ψ

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments			
- Catégorie A : habitation	0,7	0,5	0,3
- Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
- Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
- Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
- Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
- Catégorie H : toits	0	0	0
Actions de la neige sur les bâtiments			
- Altitude > 1000 m au dessus du niveau de la mer.	0,7	0,5	0,2
- Altitude > ou = 1000 m au dessus du niveau de la mer.	0,5	0,2	0
Action du vent sur les bâtiments	0,6	0,5	0

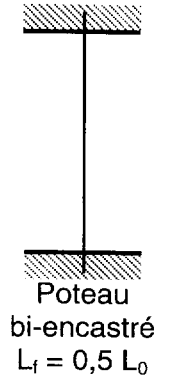
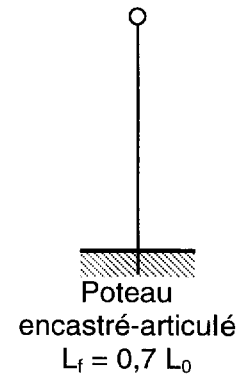
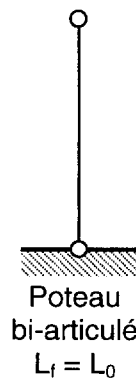
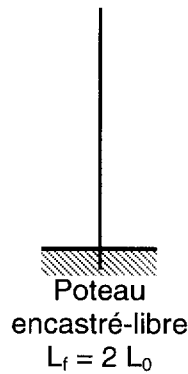
V-3. Procédure de détermination de $k_{c,y}$ (ou $k_{c,z}$):



$$I_{yy} = \frac{B \cdot H^3}{12}$$

$$I_{zz} = \frac{H \cdot B^3}{12}$$

Longueur de flambement d'une poutre : $L_f = k L_0$
 L_0 : longueur de la poutre



$$\lambda_{maxi} = \frac{L_f}{i_{mini}} \quad \text{avec} \quad i_{mini} = \sqrt{\frac{I_{mini}}{S}} \quad \text{et} \quad I_{mini} = \text{minimum}(I_{yy}, I_{zz})$$

λ_{maxi} : élancement mécanique

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_{maxi}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \rightarrow \text{Elancement relatif}$$

CAS 1 : $\lambda_{rel} \leq 0,3$ → Pas de flambement $k_{c,y} = 1$

CAS 2 : $\lambda_{rel} > 0,3$ → Risque de Flambement → $k_{c,y}$ pris dans le **tableau 7/R2**.

TABLEAU 8/R2 : Valeurs de $k_{c,y}$ en fonction de l'élancement relatif λ_{rel}

λ_{rel}	$k_{c,y}$	λ_{rel}	$k_{c,y}$	λ_{rel}	$k_{c,y}$	λ_{rel}	$k_{c,y}$
0,05	1,00	1,05	0,652	2,05	0,215	3,05	0,101
0,10	1,00	1,10	0,615	2,10	0,206	3,10	0,098
0,15	1,00	1,15	0,579	2,15	0,197	3,15	0,095
0,2	1,00	1,20	0,545	2,20	0,188	3,20	0,092
0,25	1,00	1,25	0,512	2,25	0,181	3,25	0,089
0,30	1,00	1,30	0,482	2,30	0,173	3,30	0,087
0,35	0,989	1,35	0,453	2,35	0,166	3,35	0,084
0,40	0,977	1,40	0,427	2,40	0,160	3,40	0,082
0,45	0,964	1,45	0,402	2,45	0,154	3,45	0,079
0,5	0,950	1,50	0,379	2,50	0,148	3,50	0,077
0,55	0,935	1,55	0,358	2,55	0,142	3,55	0,075
0,60	0,918	1,60	0,339	2,60	0,137	3,60	0,073
0,65	0,899	1,65	0,321	2,65	0,132	3,65	0,071
0,70	0,877	1,70	0,304	2,70	0,128	3,70	0,069
0,75	0,853	1,75	0,288	2,75	0,123	3,75	0,068
0,80	0,825	1,80	0,274	2,80	0,119	3,80	0,066
0,85	0,795	1,85	0,260	2,85	0,115	3,85	0,064
0,90	0,762	1,90	0,248	2,90	0,111	3,90	0,063
0,95	0,726	1,95	0,236	2,95	0,108	3,95	0,061
1,00	0,689	2,00	0,225	3,00	0,104	4,00	0,060

B / VERIFICATION DES DEFORMATIONS AUX ETATS LIMITES DE SERVICE (ELS)**I. Calcul des déformations u :**

<ul style="list-style-type: none"> - Pour les actions permanentes (G) calculer $u_{inst}(G)$: - $u_{fin}(G) = u_{inst}(G) + u_{creep}(G)$ - $u_{fin}(G) = (1 + k_{def}) \times u_{inst}(G)$ <p>Pour les actions variables (Q, S et W) calculer u_{inst} :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $u_{fin} = u_{inst} + u_{creep}$ - $u_{fin} = (1 + \psi_2 k_{def}) \times u_{inst}$ <p>Neige : Altitude $H < 1000$ m $\rightarrow \psi_2 = 0$</p>	<ul style="list-style-type: none"> - u_C Contre flèche (si existante) - u_{inst} flèche instantanée - u_{creep} flèche différée - u_{fin} flèche totale - $u_{net,fin}$ flèche sous l'horizontale
$- u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_C$	

II. Déformations limites:

Les déformations u (calculées) doivent rester inférieures aux déformations W limites du tableau 9/R2.

TABLEAU 9/R2 : Valeurs des flèches limites W

	Bâtiments courants			Bâtiments agricoles et similaires		
	Valeurs limites $W_{inst}(Q)$	Valeurs limites $W_{net,fin}$	Valeurs limites W_{fin}	Valeurs limites $W_{inst}(Q)$	Valeurs limites $W_{net,fin}$	Valeurs limites W_{fin}
Chevrans	---	$l/150$	$l/125$	---	$l/150$	$l/100$
Eléments structuraux	$l/300$	$l/200$	$l/125$	$l/200$	$l/150$	$l/100$

Pour les panneaux de planchers ou support de toiture, $W_{net,fin}$ sera inférieure à $l/150$.
Les trois valeurs doivent être vérifiées.

Avec :

$$W_C = W_{fin} - W_{net,fin}$$

$W_{inst}(Q)$ = part de la flèche instantanée due aux actions variables.

Pour les éléments en console et les porte à faux les valeurs peuvent être doublées sans pour autant être inférieures à 5 mm.

Vis-à-vis des points durs environnants, les déplacements seront vérifiés de la même manière que pour les consoles.

C / VERIFICATION DES ASSEMBLAGES PAR BOULONS ET PAR BROCHES.

I. Centre de rotation d'un assemblage par boulons :

- Soit un assemblage constitué de n boulons : $B_1, B_2, \dots, B_i, \dots, B_n$.
- Au centre de gravité G de l'assemblage, le torseur associé à l'action mécanique transmissible par les

boulons au poteau s'écrit dans le plan (X, Y) :
$$\mathcal{T}_G = \begin{Bmatrix} X_G & 0 \\ Y_G & 0 \\ 0 & M_G \end{Bmatrix}_R$$

- Les organes d'assemblages (1 à n) sont caractérisés par le centre de gravité G de l'assemblage et par un moment quadratique polaire I_G tel que :

$$I_G = \sum_{i=1}^n r_i^2$$

Avec r_i distance du centre de l'organe d'assemblage B_i au centre de gravité de l'assemblage.

- **On calculera :**

➤ Le module d'effort : $\lambda = \frac{M_G}{I_G}$

➤ La position du centre de rotation O de l'assemblage : $x_0 = \frac{-Y_G}{\lambda \cdot n}$ $y_0 = \frac{X_G}{\lambda \cdot n}$

- L'effort exercé par chaque organe d'assemblage :

$$F_i = \lambda \cdot a_i \quad a_i : \text{distance de l'organe d'assemblage } B_i \text{ au centre de rotation de l'assemblage.}$$

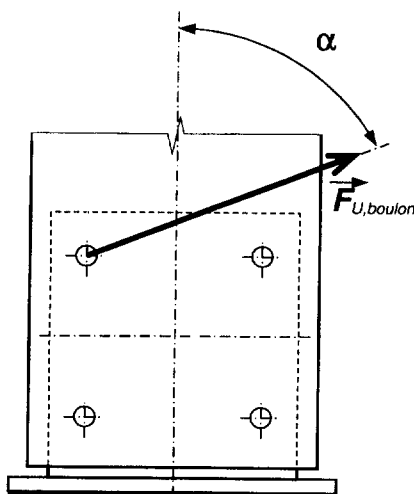
L'effort ultime sur l'organe le plus sollicité : $F_u = \max(F_1, F_2, \dots, F_n)$

- **On vérifie :** $F_u < F_{v,\alpha,Rd}$ (voir paragraphe II ci-dessous)

II. Vérification de la résistance de l'assemblage

Pour un assemblage par boulons ou par broches, la relation suivante doit être vérifiée :

$$F_{U,boulon} \leq F_{v,\alpha,Rd} \quad \text{où } F_U \text{ est l'effort } ELU \text{ repris par un organe d'assemblage et } F_{v,\alpha,Rd} \text{ capacité de chargement de l'assemblage (en newton)}$$



$$F_{v,\alpha,Rd} = \frac{k_{mod} F_{v,\alpha,Rk}}{\gamma_M} N_{PC}$$

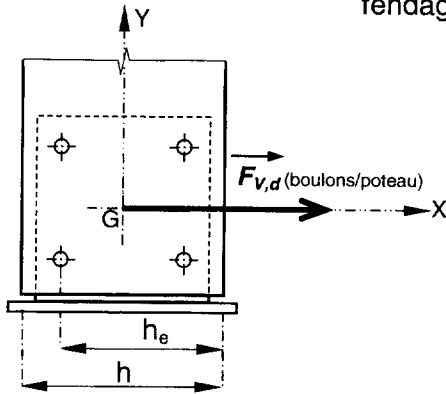
- $\gamma_M = 1,3$ pour les assemblages
- k_{mod} : voir tableau 3/R2 (ci-dessus)
- N_{PC} : nombre de plans de cisaillement.
- $F_{v,\alpha,Rk}$: résistance caractéristique (en newton) par boulon et par plan de cisaillement pour un angle α .
- α : angle entre le fil du bois avec la direction de la force

III. Vérification de la résistance au fendage du bois

Une justification de la résistance au fendage du bois doit être réalisée selon la procédure ci-dessous :

$$\frac{F_{V,d}}{F_{90,Rd}} \leq 1$$

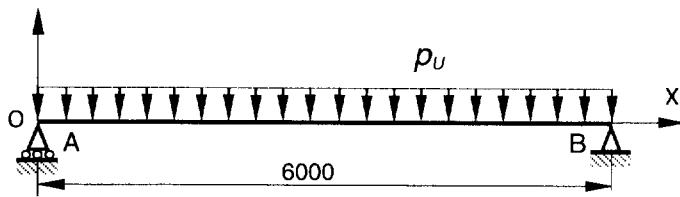
$F_{V,d}$: Effort tranchant en newton, au niveau de l'assemblage.
 $F_{90,Rd}$: Résistance de calcul au fendage en newton, calculée à partir de k_{mod} et γ_M et de $F_{90,Rk}$ (valeur caractéristique au fendage déterminée comme ci-dessous)



- w : est un facteur de modification ;
- h_e : est la distance de rive chargée vis-à-vis du centre de l'organe le plus éloigné ou du bord de la plaque, en mm ;
- h : est la hauteur de l'élément en bois, en mm ;
- b : est l'épaisseur de l'élément, en mm ;
- w_{pl} : est la largeur de la plaque métallique emboutie parallèlement au fil, en mm.

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}}$$

$$w = \begin{cases} \max \left\{ \left[\frac{w_{pl}}{100} \right]^{0,35} \right\} & \rightarrow \text{pour les plaques métalliques embouties} \\ 1 & \rightarrow \text{pour tous les autres organes d'assemblage} \end{cases}$$

Partie 1 : MODELE D'ETUDE DE LA PANNE P₃

$$p_U = 1,35 G + 1,5 Q$$

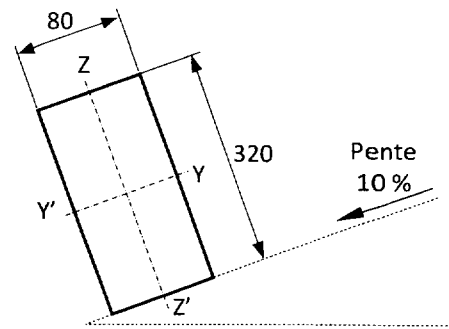
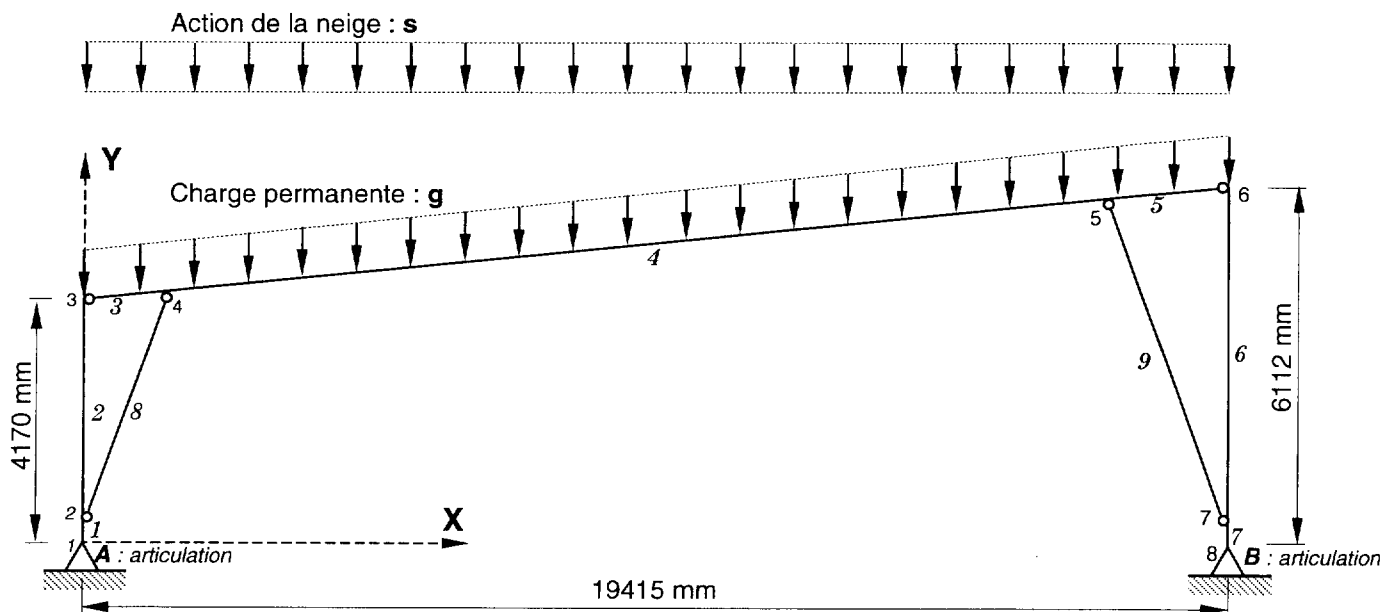
**Partie 2 : RESULTATS DE L' ETUDE INFORMATIQUE DU PORTIQUE**

Tableau 1/R3

Coordonnées des nœuds		
Nœuds	X (mm)	Y (mm)
1	0	0
2	0	338
3	0	4170
4	1446	4315
5	17383	5909
6	19415	6112
7	19415	338
8	19415	0

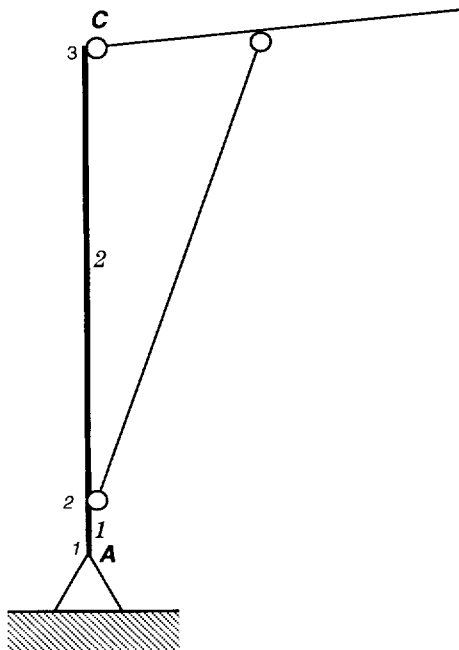
Tableau 2/R3

Actions de liaison : en newton (N)			
Appui	Action de liaison	Charge permanente g	Action de la neige s
A (nœud 1)	X _A	8253	16132
	Y _A	12293	23881
	M _A	0	0
B (nœud 8)	X _B	-8253	-16132
	Y _B	12293	23881
	M _B	0	0

Tableau 3/R3 : Efforts intérieurs : en newton (N) et newton-mètre (N.m)

N° Barre	Nœuds	Charge permanente g			Action de la neige s		
		Effort Normal	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort normal	Effort tranchant	Moment fléchissant
1	origine 1 rotule	-12293	8252	0	-23881	16032	0
	extrémité 2 rigide	-12293	8252	-2789	-23881	16032	-5419
	Effort maxi		8252	2789		16032	5419
2	origine 2 rigide	12400	-728	-2789	24090	-1414	-5419
	extrémité 3 rotule	12400	-728	0	24090	-1414	0
	Effort maxi		-728	2789		1414	5419
3	origine 3 rotule	1959	12267	0	3805	23829	0
	extrémité 4 rigide	2141	14088	-19153	4159	27369	-37207
	Effort maxi		14088	19153		20394	37207
4	origine 4 rigide	-9253	-9588	-19153	-17975	-18626	-37207
	extrémité 5 rigide	-7244	10493	-26398	-14073	20384	-51282
	Effort maxi		10493	26398		20384	51282
5	origine 5 rigide	-936	-14207	-26398	-1818	-27600	-51282
	extrémité 6 rotule	-680	-11647	0	-1320	-22626	0
	Effort maxi		14207	26398		27600	51282
6	origine 6 rotule	11657	483	0	22645	939	0
	extrémité 7 rigide	11657	483	-2789	2264	939	-5419
	Effort maxi		483	2789		939	5419
7	origine 7 rigide	-12293	-8252	-2789	-23881	-16032	-5419
	extrémité 8 rotule	-12293	-8252	0	-23881	-16032	0
	Effort maxi		8252	2789		16031	5419
8	origine 2 rotule	-26275	0	0	-51044	0	0
	extrémité 4 rotule	-26275	0	0	-51044	0	0
	Effort maxi		0	0		0	0
9	origine 5 rotule	-25493	0	0	-49524	0	0
	extrémité 7 rotule	-25493	0	0	-49524	0	0
	Effort maxi		0	0		0	0

Partie 3 : ASSEMBLAGE DU PIED DE POTEAU DU PORTIQUE

**Remarque**

L'assemblage des pieds de poteaux des portiques est assuré par 8 boulons de diamètre 16 mm (4 boulons pour chaque moise du poteau).

La jambe de force n'est pas représentée sur le dessin de détail de l'assemblage et n'intervient pas pour la vérification de l'assemblage.

L'action de liaison en A s'écrit :

$$\vec{F}_{U,A} \begin{pmatrix} X_A \\ Y_A \\ 0 \end{pmatrix}$$

