

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT INDUSTRIEL
A OSSATURE EN
BETON PRECONTRAIN

Proposé par :

E - B - A

Etudié par :

L. MAMERI
KL. SETTOUANE

Dirigé par :

M^r HAFIDI

PROMOTION :

JUIN 1986

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette étude et qui ont bien voulu sacrifier un peu de leur temps pour nous venir en aide.

Ces remerciements s'adressent plus particulièrement à monsieur HAFIDI, notre promoteur ainsi qu'à messieurs : ADDUANE, TAIBI et RABAHI de l'entreprise nationale EBA.

N'oublions pas également de remercier certains camarades de promotion pour leur aide en particulier : M^r Oussaid Tahar.

Enfin merci à tous ceux qui ont participé à notre formation.

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A mon père , à ma mère .

A mes frères , sœurs , beaux frères .

A tous ceux que j'aime .

A mes amis .

A tous ceux qui ont contribué à ma formation .

Karim - Larbi

A mon père , à ma mère .

A mon frère , mes sœurs .

A tous mes amis en particulier : Wahid - Mourad
Djamel - Mehdi .

A tous mes proches parents en particulier
mon oncle Rezki et ses enfants .

Larbi .

SOMMAIRE

Introduction et Présentation	1
Contraintes admissibles	2
Les actions climatiques	3
Dimensionnement des pannes (IPE)	10
Eléments de bardage	14
Les voies de roulement	15
Etude du portique	27
Caractéristiques géométriques des sections	28
Détermination des sollicitations	29
Combinaison des sollicitations	41
Calcul de la précontrainte	
- Poutres (précontraintes)	44
- Poteaux (précontraints)	64
Etude au séisme	70
Contreventement	77
Fondations	82

INTRODUCTION

ET PRESENTATION

La technique de la précontrainte a évolué rapidement et efficacement durant quelques décennies. Cette évolution se traduit par le fait que de nombreux problèmes plus ou moins complexes ont été résolus avec l'apparition de la précontrainte, que ce soit du point de vue purement technique, économique ou esthétique.

En effet, le béton est très bien utilisé (toute la section est comprimée), donc la totalité du béton employé résiste, ce qui engendre une économie certaine de béton donc de poids ainsi que de matériaux (acier + béton).

Ce développement rapide a été accompagné par de nombreux inconvénients qui n'ont pas encore trouvé d'issue et n'ont pas été maîtrisés à nos jours. La notion de classes de béton précontraint a vu le jour après que l'on se soit aperçu du fait que la fissuration donc la traction pouvait être tolérée dans certains types d'ouvrages et qu'il suffisait uniquement de la limiter.

En béton précontraint, les recommandations de l'ASP (Association Scientifique de la Précontrainte) que nous avons utilisées, imposent en plus du calcul élastique, une vérification complémentaire à la rupture.

Le présent projet consiste à étudier et calculer la structure d'un bâtiment industriel avec trois ponts roulants dont l'ossature poutres-poteaux est en béton précontraint (suivant la technique des fils adhérents). Les éléments précontraints ainsi que ceux en béton armé (voies de roulement, poteaux autostables...) sont entièrement préfabriqués et montés sur place. Le liaisonnement entre poteaux et poutres se fait par boulonnage.

Les éléments de couverture et de bardage sont métalliques.

Les dimensions du bâtiment sont :

Longueur : 120 m.
Largeur : 60 m.
Hauteur : 10 m.

La réalisation se fait selon le procédé Français breveté « Guiraudie et Auffève ».

CONTRAINTES ADMISSIBLES

1. Béton:

1.1. Contraintes de compression:

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta' \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$$

- $\alpha = \frac{9}{10}$ ciment de classe 400.
- $\beta = 1$ béton strictement contrôlé.
- $\delta = 1$ fonction des granulats.
- $\delta' =$
 - 0,3 en Compression simple.
 - 0,6 en Flexion simple.
- $\varepsilon = 1$ section rectangulaire et F.S.
- $\sigma'_{28} = 306 \text{ daN/cm}^2$ pour la classe 400.

- Compression simple: $\bar{\sigma}'_{b_0} = 82,62 \text{ daN/cm}^2$

- Flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 165,24 \text{ daN/cm}^2$.

1.2. Contrainte de traction.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,025$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_b = 6,89 \text{ daN/cm}^2$$

2. Acier:

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

3. Profils métalliques:

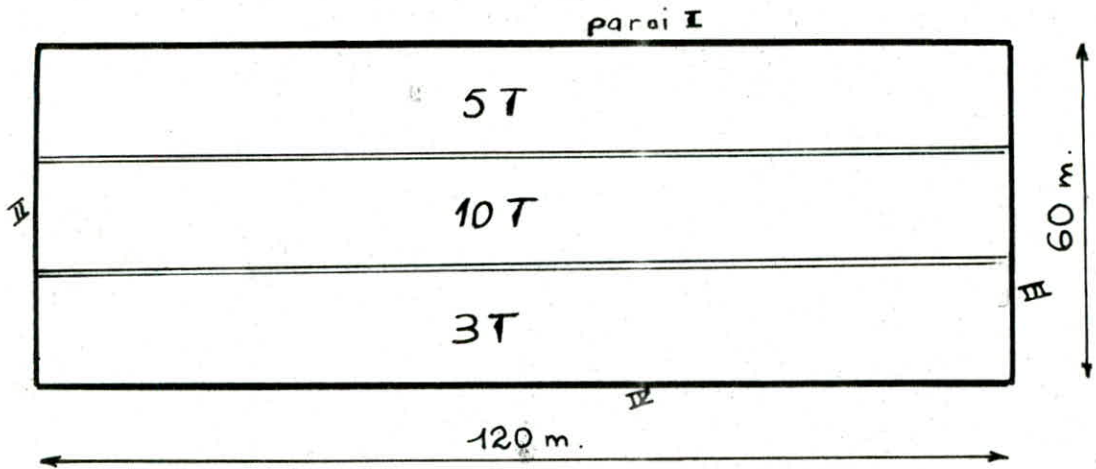
$$\sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

LES ACTIONS CLIMATIQUES

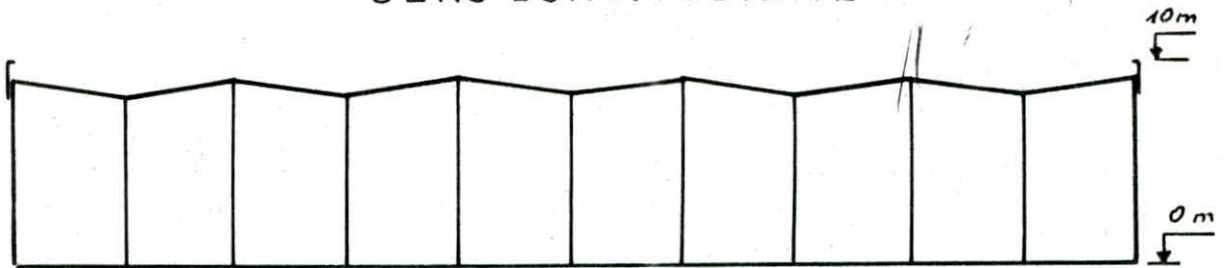
A/ ETUDE AU VENT

1/ Présentation de l'ouvrage et introduction.

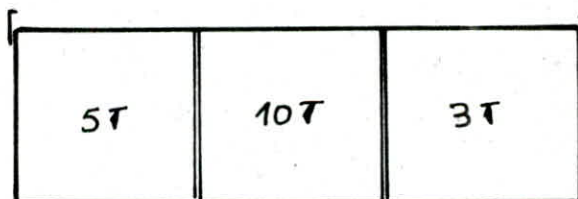
VUE EN PLAN



SENS LONGITUDINAL



SENS TRANSVERSAL



La détermination des actions climatiques se fait suivant les règlements en vigueur en Algérie à savoir le NV 65.

La pression du vent est supposée horizontale et exerce sur les faces une action normale.

La pression du vent sur une face est donnée par la relation :

$$q = c \cdot Q \quad \text{où : } c = c_e - c_i$$

avec : c_e : coefficient des actions extérieures

c_i : coefficient des actions intérieures.

c : coefficient de pression.

Q : est la pression dynamique de base donnée par :

$$Q = q_H \cdot k_s \cdot k_m \cdot \beta \cdot \delta$$

2/ Evaluation de la pression dynamique de base.

2.1 - Pression dynamique de base à 10 m de hauteur : Q_{10}

Etant donné que la carte climatique des différentes régions d'Algérie n'est pas encore établie, on prendra en compte une pression de base uniforme de 70 daN/m^2 pour tout le territoire national (considération autorisée par le CRC) Cette pression de base correspond à la région II en France (Art. 1.232 NV65).

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$$

2.2 - Coefficients modifiant la pression dynamique de base.

2.2.1 - Effet de la hauteur.

$$q_H = 2,5 \cdot q_{10} \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

Puisque dans notre cas $H = 10 \text{ m}$ on aura donc :

$$q_H = q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$$

2.2.2 - Effet de masque.

On considère le cas le plus défavorable : $k_s = 1$.

2.2.3 - Effet de site.

On prendra également le cas le plus défavorable : $k_s = 1$

2.2.4 - Coefficient de majoration dynamique : β .

Le coefficient de majoration dynamique est donné par :

$$\beta = \theta(1 + \xi \cdot z)$$

dépendant de la période propre de vibration de l'ouvrage.

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,09 \cdot \frac{10}{\sqrt{100}} = 0,09 \text{ s (RPA 81)}$$

du coefficient de réponse ξ donné par le diagramme R III 3 du NV65 en fonction de T :

$$\xi = 0,1$$

du coefficient de pulsation donné par la figure R III 4 NV65 en fonction de la hauteur H de l'ouvrage :

$$H = 10 \text{ m} \xrightarrow{\hspace{10em}} z = 0,36$$

du coefficient global dépendant de la géométrie de l'ouvrage. $\theta = 1$

$$\text{Finalement: } \beta = 1(1 + 0,1 \times 0,36) = 1,036$$

2.2.5. Coefficient de dimension: δ .

Il est donné par le diagramme R III 2. NV 65 en fonction de la hauteur H et de la plus grande dimension offerte au vent.

$$H = 10 \text{ m}, \quad a = 120 \text{ m} \longrightarrow \delta = 0,70.$$

2.3. Calcul de la pression dynamique: Q.

$$Q = q_m \cdot k_s \cdot k_m \cdot \beta \cdot \delta$$

$$Q = 70 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,036 \cdot 0,70$$

$$Q = 50,76 \text{ daN}$$

2.4. Rapports de dimensions: λ .

$$H = 10 \text{ m}, \quad a = 120 \text{ m}, \quad b = 60 \text{ m}.$$

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = 0,083$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = 0,167.$$

2.5. Coefficient: δ_0 .

Ce coefficient est donné par le diagramme R III 5 NV 65 en fonction de λ :

- Façade S_a : $\lambda_a = 0,083 < 0,5$ δ_0 est fonction de λ_b :

$$\lambda_b = 0,167 \longrightarrow \delta_0 = 0,85.$$

- Pignon S_b : $\lambda_b = 0,166 < 1$ δ_0 est fonction de λ_a :

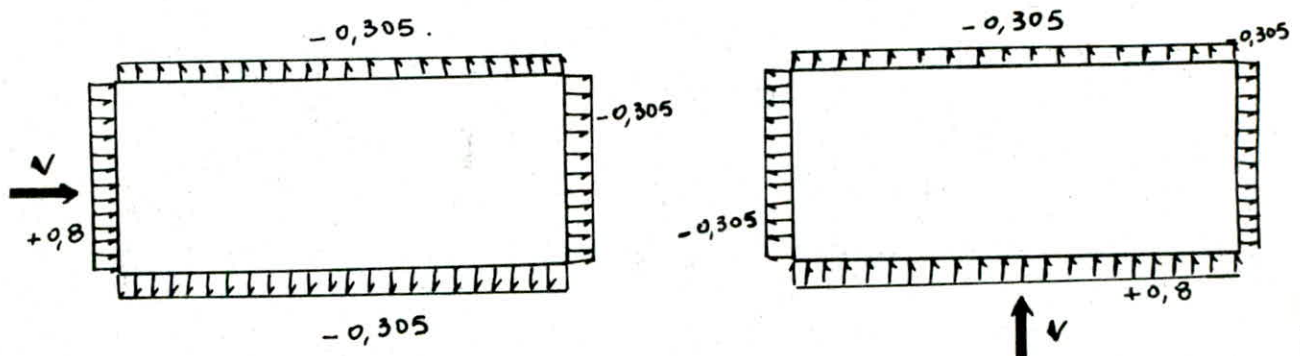
$$\lambda_a = 0,083 \longrightarrow \delta_0 = 0,85$$

2.6. Actions extérieures: C_e .

2.6.1. Parois Verticales:

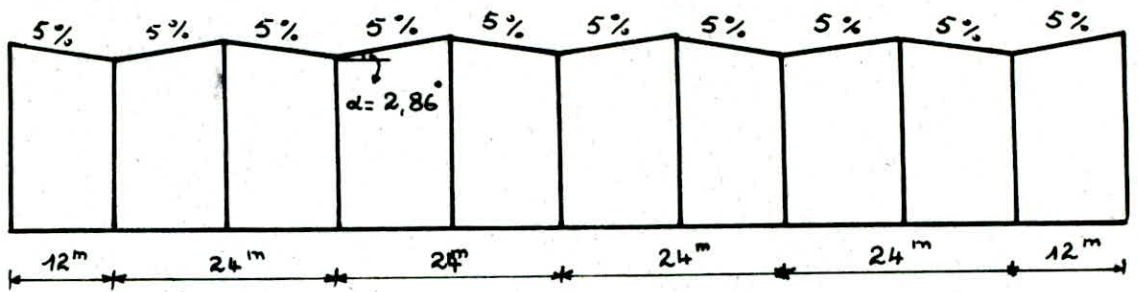
- Face au vent: $C_e = +0,8$ quelle que soit la valeur de δ_0 .

- Face sous le vent: $C_e = -(1,3\delta_0 - 0,8) = -0,305$.



2.6.2. Versants de toiture.

* Toiture multiple:



a - Vent normal aux génératrices :

c_e est donné par la figure R III 6 NV 65 en fonction de γ_0 et α°

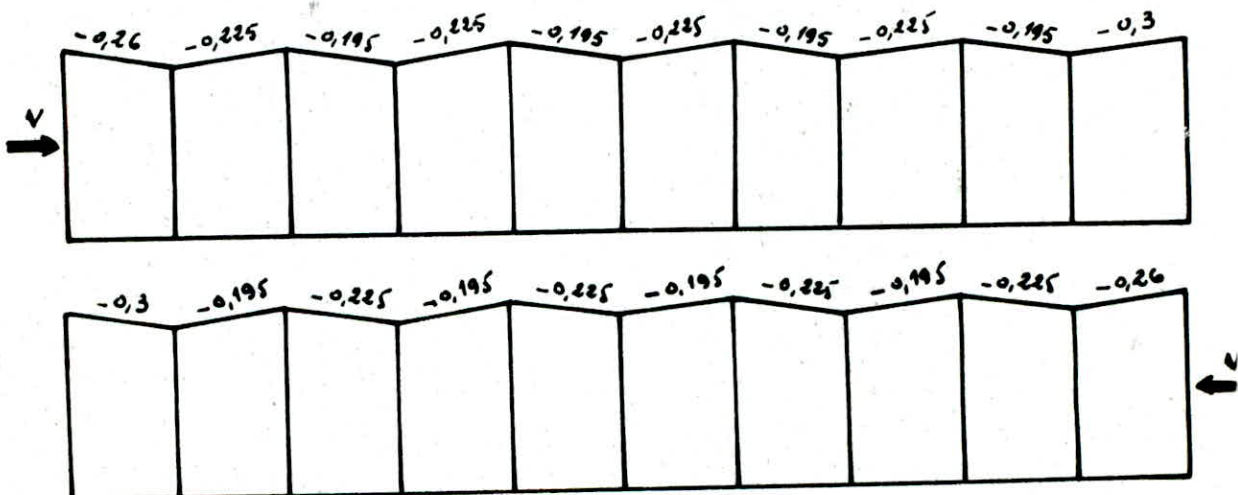
- Pour une toiture unique :

$$\alpha = 2,86^\circ \text{ et } \gamma_0 = 0,85 \longrightarrow \begin{cases} \text{Face au vent : } c_e = -0,3 \\ \text{Face sous le vent : } c_e = -0,26 \end{cases}$$

D'après l'article 3 du NV 65, pour la première toiture au vent et pour le dernier versant sous le vent, le coefficient " c_e " correspond à celui d'une toiture unique.

Pour les toitures intermédiaires et l'avant dernier versant, " c_e " dans les parties abritées est le coefficient précédant réduit de 25

On aura :



b - Vent parallèle aux génératrices :

$$\alpha = 0 \quad c_e = -0,28 \quad \text{figure R III 6 NV 65.}$$

2.7 - Actions intérieures : C_i .

Les actions intérieures sont déterminées en fonction de la perméabilité μ de chaque paroi

2.7.1 - Calcul des perméabilités :

On définit la perméabilité d'une paroi donnée étant :

$$\mu = \frac{\text{Surface des ouvertures sur la paroi considérée.}}{\text{Surface brute de la paroi considérée.}}$$

- Paroi I : $\mu_I = \frac{4 \times 4,10 \times 2}{120 \times 10} = 2,73\% < 5\% \longrightarrow$ Paroi fermée

- Paroi II : $\mu_{II} = \frac{3 \times 8 \times 6,10}{60 \times 10} = 24,4\%$

$5\% < \mu_{II} < 35\% \longrightarrow$ paroi partiellement ouverte

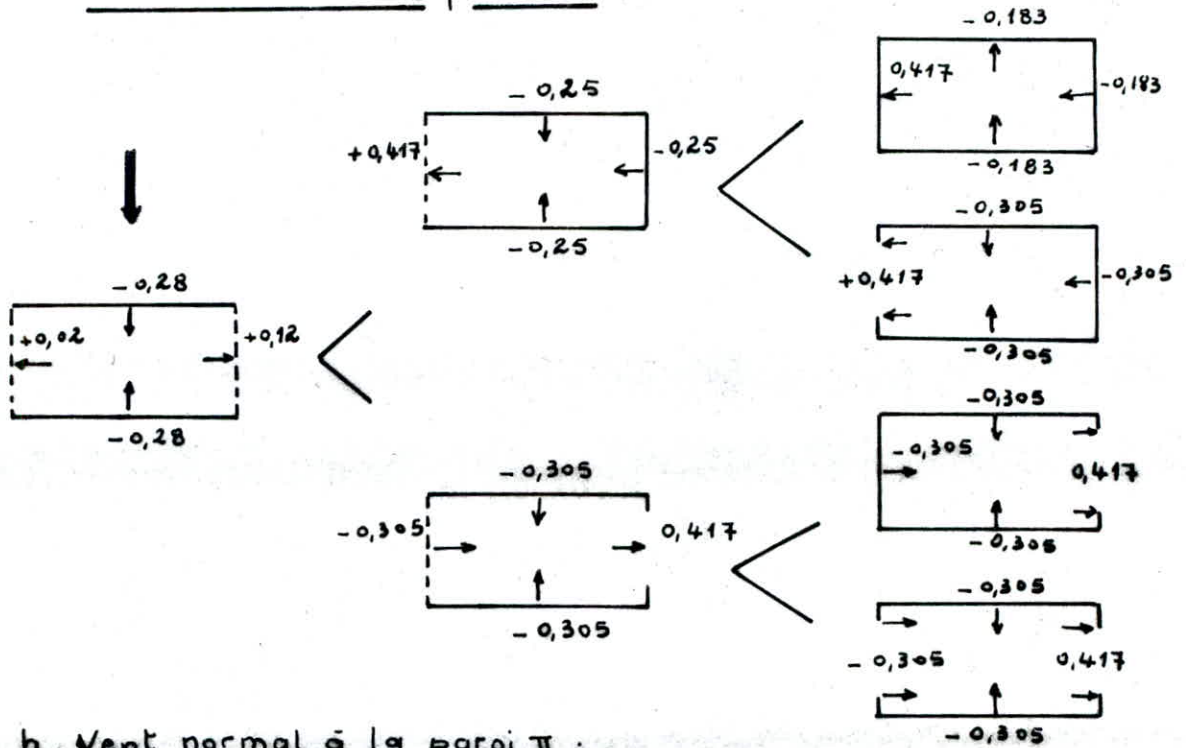
- Paroi III: $\mu_{III} = \mu_{II}$ paroi partiellement ouverte

- Paroi IV: pas d'ouvertures paroi fermée.

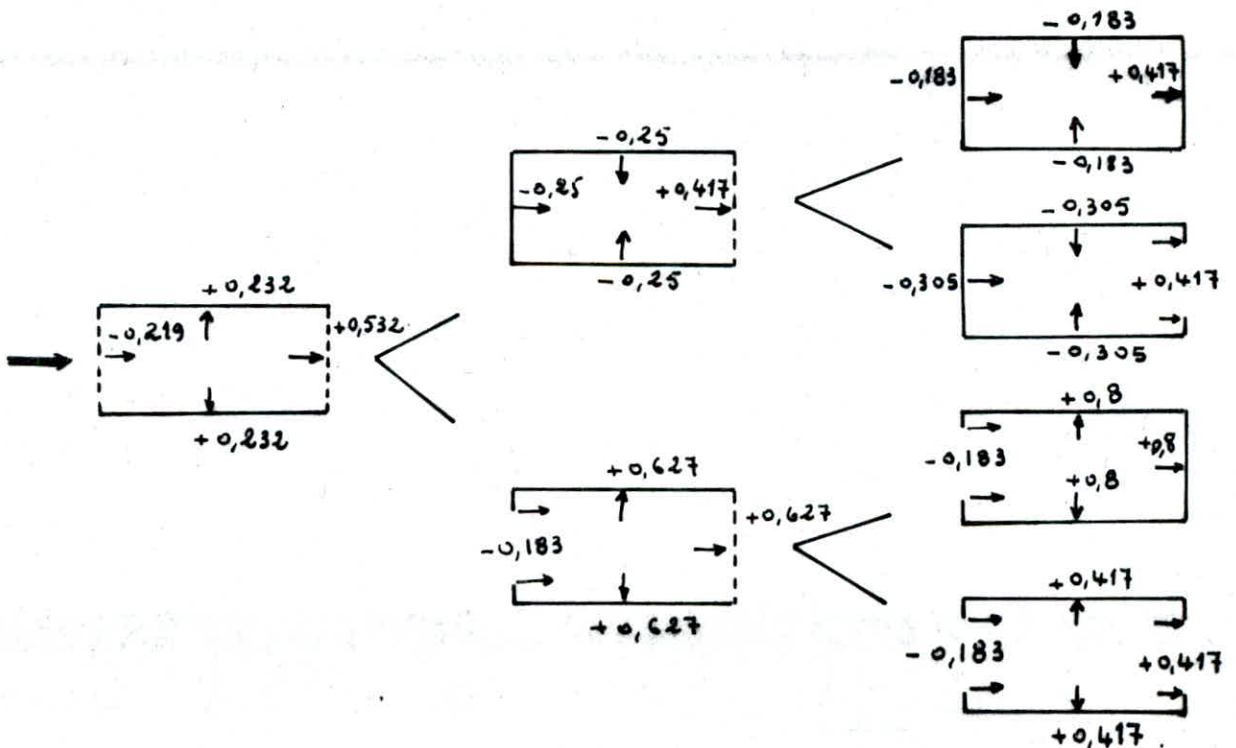
Conclusion: L'ouvrage comporte deux parois partiellement ouvertes

2.7.2 - Actions intérieures :

a - Vent normal à la paroi I :


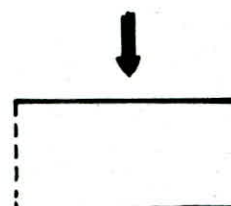
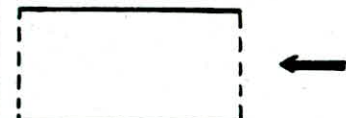
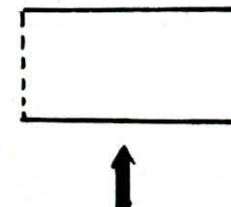


b - Vent normal à la paroi II :



REMARQUE : Par symétrie, on pourra déduire les autres cas de sollicitation du vent contre les parois.

On groupera les résultats dans le tableau suivant :

Direction du Vent.	—	Paroi: I	Paroi: II	Paroi: III	Paroi: IV	1 ^{er} Versant	Versant int. (i)	Versant int. (i+1)	Dernier Versant.
	C_e	-0,305	+0,8	-0,305	-0,305	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
	C_i	+0,3	-0,3	+0,532	+0,3	+0,3	+0,3	+0,3	+0,3
	C	-0,905	1,1	-0,837	-0,905	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
	Q	-46	+56	-43	-46	-31	-31	-31	-31
	C_e	+0,8	-0,305	-0,305	-0,305	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
	C_e	-0,3	+0,3	+0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
	C	1,1	-0,905	-0,905	-0,005	0	0	0	0
	Q	+56	-46	-46	-0,25	0	0	0	0
	C_e	-0,305	-0,305	-0,80	-0,305	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
	C_i	+0,3	+0,532	-0,3	+0,3	+0,3	+0,3	+0,3	+0,3
	C	-0,905	-0,837	1,1	-0,905	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
	Q	-46	-43	+56	-46	-31	-31	-31	-31
	C_e	-0,305	-0,305	-0,305	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
	C_i	-0,3	+0,3	+0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3
	C	-0,005	-0,905	-0,905	+1,1	0	0	0	0
	Q	-0,25	-46	-46	+56	0	0	0	0

B/ NEIGE

La neige, par son action gravitationnelle, est une surcharge climatique qui diffère du vent. Son effet se retrouve sur les éléments non verticaux, à savoir les versants de toiture.

Pour les régions non montagneuses d'Algérie, la surcharge de neige à prendre en compte est de 30 daN/m^2 . Cette valeur correspond à une altitude inférieure à 200 m.

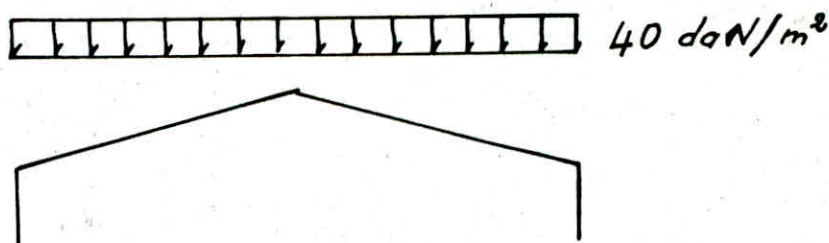
Pour les altitudes comprises entre 200 et 500 m, la surcharge normale de base est donnée par l'article (2-2 NV65) à savoir :

$$N_n = 30 + \frac{A - 200}{10}$$

Dans notre cas on considèrera une altitude de 300 m. On aura :

$$N_n = 30 + \frac{300 - 200}{10} = 40 \text{ daN/m}^2$$

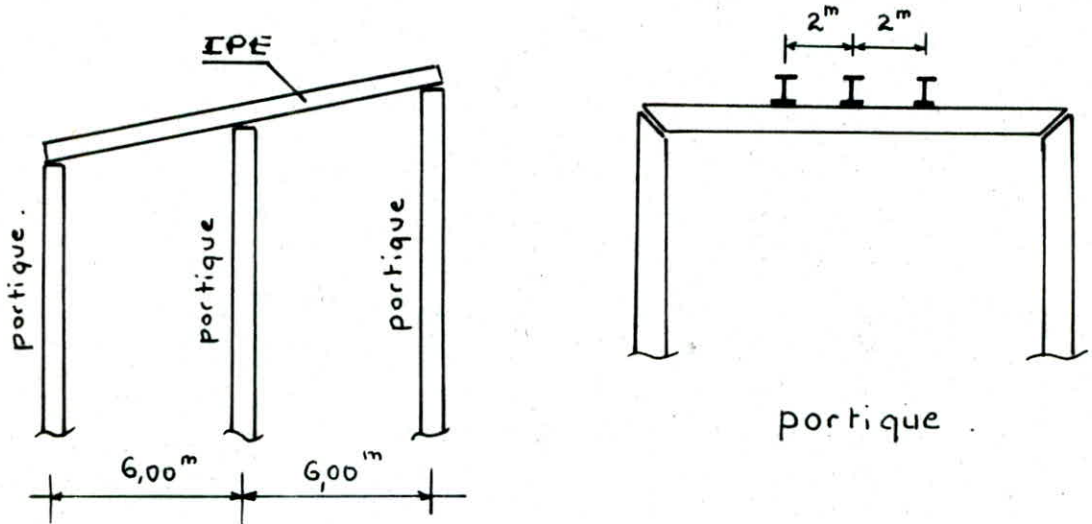
On aura donc une charge uniformément répartie sur les versants de toiture.



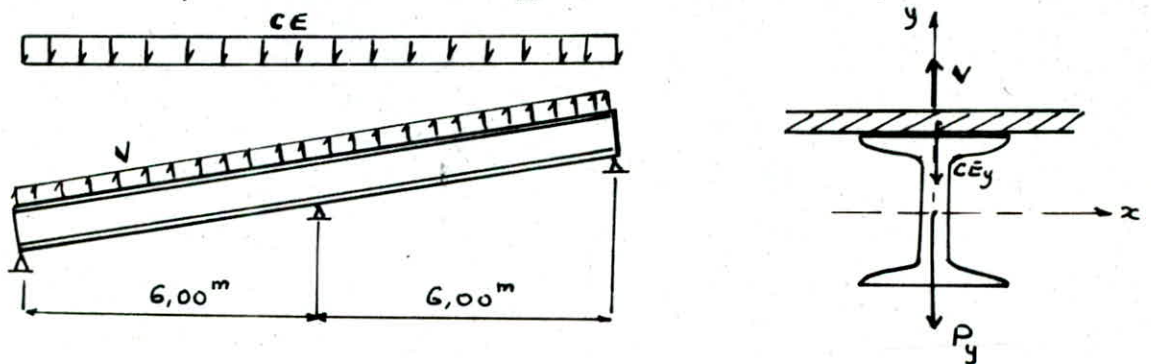
DIMENSIONNEMENT DES PANNES (IPE)

1. Disposition des pannes.

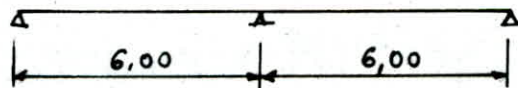
Les pannes disposées sur les poutres seront espacées de 2^m , étant donné que le type de panneaux utilisé permet ce choix. Le versant de toiture de 5% est réalisé grâce à trois portiques successifs de hauteurs différentes.



1.1 - Disposition des charges sollicitant la panne.



1.2 - Schéma statique.



La panne (IPE) sera calculée comme une poutre continue sur 3 appuis avec effort normal dû à l'inclinaison de celle-ci.

2. Evaluation des efforts :

2.1 - Evaluation des charges.

2.1.1 - Charges permanentes.

Poids propre des pannes :

$$P = 13 \text{ daN/ml.}$$

Couverture, étanchéité et accessoires : $20 \text{ daN/m}^2 \times 2$

$$CE = 40 \text{ daN/ml.}$$

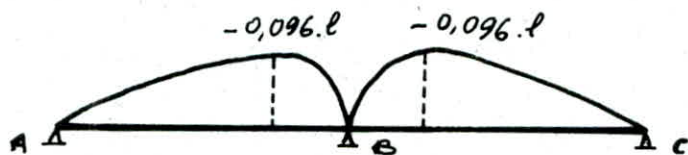
2.1.2 - Surcharge d'exploitation

La toiture étant inaccessible, on ne prendra en compte que la surcharge qui interviendra en cas de réparation de celle-ci.

Pour cela on considèrera deux ouvriers avec leurs outils placés sur la toiture dans les positions les plus défavorables et schématisés par deux charges concentrées. $P = 100 \text{ kg}$.

- Effets de la surcharge d'exploitation.

Les lignes d'influence nous donnent la position des charges pour laquelle le moment est maximal sur l'appui intermédiaire.



$$M_B^{\max} = 0,096 \times 6 \times 100 \times 2 = 116 \text{ daN.m.}$$

L'effort tranchant maximal est obtenu en disposant les deux charges en même temps sur l'appui extrême.



$$T_{\max} = 2P = 2 \times 100 = 200 \text{ daN}$$

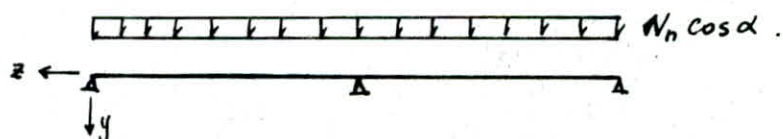
2.1.3 - Surcharge climatique :

- Vent normal : descendant $\longrightarrow V_n^+ = 0$
 ascendant : $31 \times 2 \longrightarrow V_n^- = 62 \text{ daN/m}$

- Vent extrême : descendant : $\longrightarrow V_e^+ = 0$
 ascendant : $\longrightarrow V_e^- = 1,75 V_n = 108,5 \text{ daN/m}$

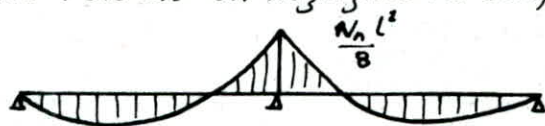
- Neige normale : $40 \text{ daN/m}^2 \times 2 \longrightarrow N_n = 80 \text{ daN/m}$

- Neige extrême : $\frac{5}{3} \cdot N_n \longrightarrow N_e = 134 \text{ daN/m}$

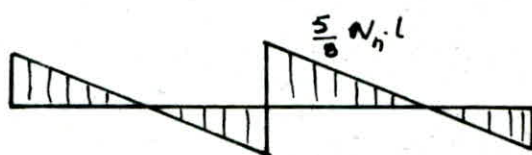


Puisque α est petit, on assimilera la composante de la neige selon l'axe y à N_n .

Pour les mêmes raisons on négligera la composante selon l'axe z.



$$M_{\max} = 360 \text{ daN.m.}$$



$$T_{\max} = 300 \text{ daN.}$$

$$M_{N_h} = 360 \text{ daN.m}$$

$$M_{N_e} = 600 \text{ daN.m.}$$

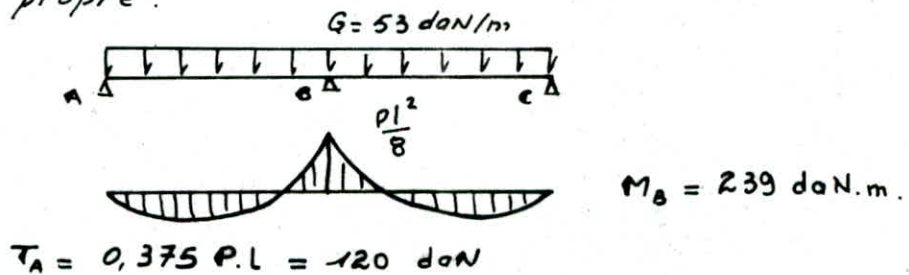
$$T_{N_h} = 300 \text{ daN}$$

$$T_{N_e} = 500 \text{ daN}$$

Remarque: La surcharge d'entretien et la surcharge de la neige ne peuvent pas exister simultanément, chacune doit être totalement prise en compte dans les vérifications qu'il y a lieu d'effectuer en l'absence de l'autre (Art: 1.16. CM66).

On comparera l'effet des deux surcharges et on prendra celle qui produira l'effet le plus défavorable

Pour les mêmes raisons que pour la neige, on aura pour le poids propre.



- Efforts dus au vent :

$$M_{B_{V_n}} = V_n \frac{l^2}{8} = 279 \text{ daN.m}$$

$$M_{B_{V_e}} = 1,75 M_{B_{V_n}} = 489 \text{ daN.m}$$

$$T_{A_{V_n}} = 0,375 V_n \cdot l = 142 \text{ daN}$$

$$T_{A_{V_e}} = 1,75 T_{A_{V_n}} = 249 \text{ daN.}$$

2.2 - Combinaison la plus défavorable :

$$Q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} N_h$$

$$Q = \frac{4}{3} \cdot 53 + 1,5 \cdot 80 = 190,67 \text{ daN/m.l}$$

3 - Prédimensionnement :

La panne est sollicitée en flexion simple, le prédimensionnement sera fait à la résistance.

$$M_x = \frac{Q \cdot l^2}{8} = 858 \text{ daN.m.}$$

$$\frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e \longrightarrow W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e}$$

$$W_x \geq \frac{858 \cdot 10^2}{2400} = 35,75 \text{ cm}^3 \longrightarrow \text{on prendra un IPE 120}$$

4 - Vérifications :

- Vérification à la résistance :

$$\text{poids propre de la panne: } 10,4 \text{ kg/cm} \quad W_x = 53 \text{ cm}^3$$

En tenant compte de la combinaison la plus défavorable, on

$$\text{aura: } M = \frac{4}{3} \cdot 227 + \frac{3}{2} \cdot 360 = 843 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{843 \cdot 10^2}{53} = 1590,6 \text{ daN/cm}^2 < 2400.$$

La panne résiste.

- Vérification à l'effort tranchant :

$$T_x^{\max} = \frac{5}{8} Q \cdot l = \frac{5}{8} \cdot 190,67 \times 6 = 715 \text{ daN}.$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max} \cdot S}{I_x \cdot a} = \frac{715 \cdot 30,4}{318 \cdot 0,44} = 155,4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$1,54 \cdot \tau_{\max} = 239,4 \text{ daN/cm}^2 < 2400.$$

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments de toiture fléchis, la flèche ne doit pas dépasser $1/200$ de la portée (art. 5.253. CM 66).

Pour une poutre continue sur 3 appuis, l'expression de la flèche est la suivante :

$$f_x = \frac{Q_x \cdot l^4}{192 E I_x} = \frac{190,67 \cdot 10^{-2} (600)^4}{192 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 318} = 1,93 \text{ cm}.$$

$$f_x < \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

La flèche est donc admissible.

- Vérification au déversement :

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C.$$

$$D = \sqrt{1 + \frac{0,156 J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}} = \sqrt{1 + \frac{0,156 \cdot 1,71 \cdot (600)^2}{27,7 \cdot (12)^2}} = 5,01$$

$$C = 1,132$$

$$\beta = 1$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} - 0,405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D} = 0,913.$$

$$\text{d'où : } \sigma_d = 37485,66 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_e.$$

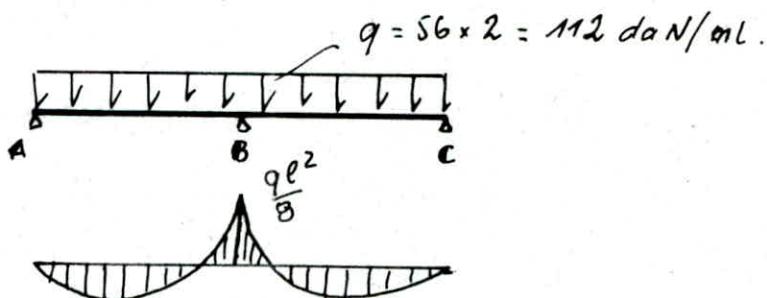
La vérification au déversement n'est pas nécessaire.

ELEMENTS DE BARDAGE

1. Lisses.

Nous avons un nombre de 3 lisses séparées de 2 m.

Nous considérons que les lisses sont appuyées sur trois poteaux et nous y appliquerons l'action horizontale du vent.



$$M_B = \frac{112 \cdot 6^2}{8} = 504 \text{ daN.m} = 0,504 \text{ T.m}$$

Les lisses étant sollicitées en flexion simple, le dimensionnement se fera à la résistance.

$$\frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e \rightarrow W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e}$$

$$W_x \geq \frac{0,504 \cdot 10^5}{2400} = 21 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons deux UAP accolés pour former un profilé carré : 80×80 .

$$W_x > 21 \text{ cm}^2$$

Ce choix sera justifié ultérieurement lors de l'étude du contreventement.

2. Le remplissage se fait par des dalles préfabriquées posées entre deux poteaux consécutifs et ancrées dans le sol.

3. Le bardage est également assuré par des toles TN 40 à partir du remplissage jusqu'à l'accrotère.

La fixation des toles sur les lisses doit être soigneusement réalisée pour éviter le soulèvement de celles par l'action du vent.

LES VOIES DE ROULEMENT

1. Ponts roulants :

Notre bâtiment renferme trois ponts roulants dans le sens longitudinal dont les caractéristiques diffèrent selon la charge au crochet de chacun. Les caractéristiques sont les suivantes :

Charge au crochet	5T	3T	10T
Poids du pont	11T	9T	14,5T
Poids du chariot	3,5T	3T	4T
Réaction Verticale max. par galet.	6,75T	5,1T	10,1T
Réaction minimale par galet.	3T	2,4T	4,15T
Réaction horizontale	0,60T	0,43T	1,04T
Réaction longitudinale	0,78T	0,55T	1,3T
Empotement	3,2m	2,87m	3,40m.

2. Calcul des poutres de roulement.

2.1 - Détermination des efforts dans les poutres.

2.1.1 - Evaluation des charges.

$$\text{Poids propre : } 0,30 \times 0,50 \times 2,5 = 0,375 \text{ T/m.}$$

$$\text{Rail et accessoires : } \underline{\hspace{10em}} 10 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total : } 385 \text{ kg/m}$$

2.1.2 - Moments :

- Moments dus au poids propre :

Sont calculés à l'aide de la méthode des trois moments et exposés ci après.

Pour chaque pont roulant nous avons deux types de poutres de roulement :

- Une poutre continue sur 5 appuis (4 Travées).
- Une poutre continue sur 9 appuis (8 travées).

Pour une inertie constante, la relation des trois moments s'écrit :

$$l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + l_{i+1} M_{i+1} = 6EI (\varphi_e - \varphi_w)$$

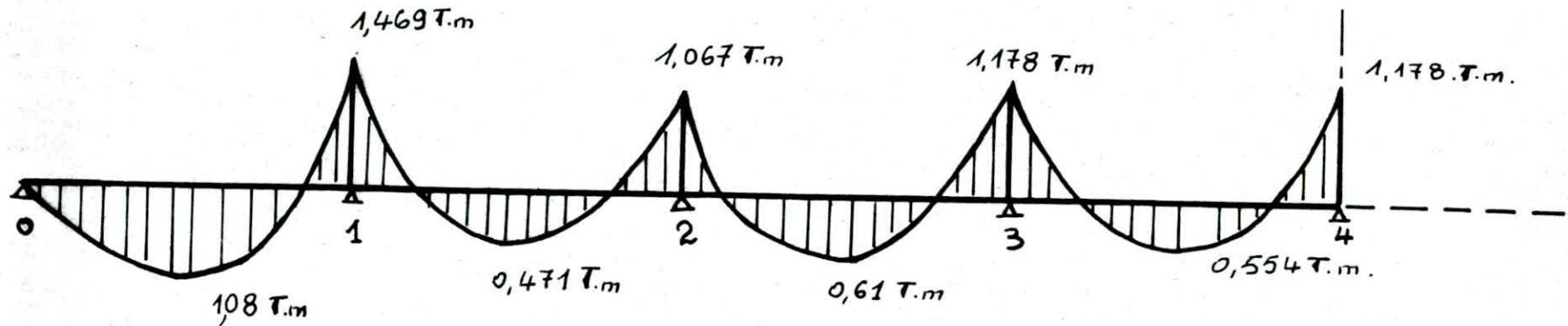
où φ_e et φ_w sont des déformations angulaires données par :

$$\varphi_e = -\varphi_w = -\frac{PL^3}{24EI} \longrightarrow \text{diagramme page}$$

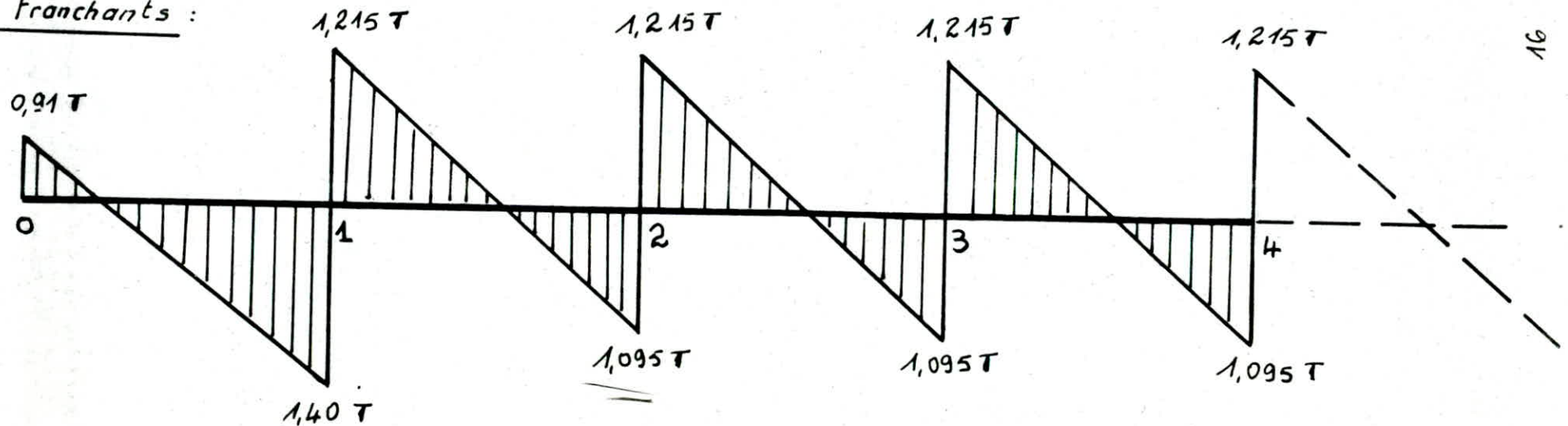
SOLLICITATIONS DUES AU POIDS PROPRE

(poutre à 8 travées)

Moments :



Efforts tranchants :



- Moments dus aux surcharges d'exploitation.

Nous avons deux charges concentrées distantes de "a" et mobiles le long de la poutres de roulement.

L'empottement "a" diffère selon le pont roulant.

Les valeurs des efforts sont obtenues à partir des lignes d'influence pour des sections données.

Les sections dangereuses et les moments optimaux sont donnés sous forme de tableau dans les aides mémoires en fonction de l'empottement "a", de la réaction maximale par galet "R" et de la longueur de travée (les travées sont égales $l = 6m$).

a. Pont à surcharge de 3T :

• Première travée : $M_{T_1}^{max} = 0,232 R.l = 7,007 T.m.$

• Deuxième travée : $M_{T_2}^{max} = 0,190 R.l = 5,508 T.m.$

• Sur appui ① : $M_1 = 0,161 R.l = 4,896 T.m.$

• Sur appui ② : $M_2 = 0,150 R.l = 4,681 T.m.$

b. Pont à surcharge de 5T : $a/l = \frac{3,2}{6} = 0,533.$

• Première travée : $M_{T_1}^{max} = 0,218 R.l = 8,829 T.m.$

• Deuxième travée : $M_{T_2}^{max} = 0,172 R.l = 6,966 T.m.$

• Sur appui ① : $M_1 = 0,165 R.l = 6,682 T.m.$

• Sur appui ② : $M_2 = 0,155 R.l = 6,27 T.m.$

c. Pont à surcharge de 10T : $a/l = \frac{3,4}{6} = 0,566.$

• Première travée : $M_{T_1}^{max} = 0,278 R.l = 13,21 T.m.$

• Deuxième travée : $M_{T_2}^{max} = 0,165 R.l = 9,999 T.m.$

• Sur appui ① : $M_1 = 0,167 R.l = 10,18 T.m.$

• Sur appui ② : $M_2 = 0,161 R.l = 9,756 T.m.$

- Moments dus aux réactions horizontales (freinage) : M_y

La réaction horizontale étant égale à $\frac{R}{10}$

Les moments engendrés par H seront donc divisés par 10.

$$H = \frac{R}{10}$$

$$M_i^H = \frac{M_i^R}{10}$$

2.1.3 - Effort tranchant.

- Efforts tranchants dus aux surcharges d'exploitation

A défaut du tracé des lignes d'influence, nous prendrons la valeur de l'effort tranchant maximal comme étant égale à la valeur de la réaction au niveau de l'appui "1".

Cette considération est justifiée par le fait que l'effort tranchant de part et d'autre de l'appui est légèrement inférieure à la valeur de la réaction.

* T dû aux charges verticales :

• Pont roulant de 3T : $T_{max} = 1,63 R = 8,313 T$

• Pont roulant de 5T : $T_{max} = 1,59 R = 10,732 T$

• Pont roulant de 10T : $T_{max} = 1,57 R = 15,857 T$.

* T dû aux charges horizontales.

$$T_{iy}^{max} = \frac{T_{ix}^{max}}{10}$$

2.2: FERRAILLAGE

2.2.1 - Poutre du pont à surcharge de 3T :

- Combinaison des sollicitations.

$$M = G + 1,2 \cdot \psi_d \cdot P$$

ψ_d étant le coefficient de majoration dynamique $\psi_d = 1,2$

• Travées de rives : $M_x = 11,598 T.m$
 $M_y = 1,05 T.m$

• Travées intermédiaires : $M_x = 5,508 T.m$
 $M_y = 0,551 T.m$

• Appuis voisins de l'appui de rive : $M = 8,813 T.m$
 $M_y^* = 0,733 T.m$

• Appuis intermédiaires : $M_x = 8,682 T.m$
 $M_y = 0,702 T.m$

- Ferrailage longitudinal.

Les sections seront calculées en flexion déviée.

- Méthode de calcul :

On utilise la méthode approchée proposée par Pierre Charrié, méthode qui consiste à calculer la section d'une part suivant l'axe (x) avec M_x et d'autre part suivant l'axe (y) avec M_y

On doit en plus vérifier que :

$$\sigma'_{bx} + \sigma'_{by} \leq \bar{\sigma}_b$$

On choisira σ_{ax} et σ_{ay} tels que $\sigma_{ax} + \sigma_{ay} \leq \bar{\sigma}_b$

a. Section Travée de rive :

$$M_x = 11,598 \text{ t.m} \quad M_y = 1,05 \text{ T.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b' = 165,24 \text{ daN/cm}^2$$

Nous prendrons :

$$\sigma_{ax} = 2200 \text{ daN/cm}^2$$
$$\sigma_{ay} = 600 \text{ daN/cm}^2$$

• Par rapport à l'axe (x) : nous avons :

$$\mu = \frac{n \cdot M_x}{\sigma_{ax} b h^2} = \frac{15 \times 11,598 \times 10^5}{2200 \times 25 \times (46)^2} = 0,1469$$

Des tableaux nous donnent en fonction de μ les valeurs suivantes :

$$k = 19 \quad \bar{\omega} = 1,162$$

d'où : $A_x = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{b h}{100} = \frac{15}{15} \cdot 1,162 \cdot \frac{25 \times 46}{100} = \underline{13,36 \text{ cm}}$

$$\sigma'_{bx} = \frac{\sigma_{ax}}{k} = \frac{2200}{19} = 115,79 \text{ daN/cm}^2$$

• Par rapport à l'axe (y) :

$$\mu = \frac{n M_y}{\sigma_{ay} h b^2} = \frac{15 \times 1,05 \times 10^5}{600 \times 50 \times (26)^2} = 0,0776$$

$$\longrightarrow k = 29,1 \quad \bar{\omega} = 0,584$$

d'où : $A_y = \frac{15}{15} \times 0,584 \times \frac{50 \times 26}{100} = \underline{7,592 \text{ cm}^2}$

$$\sigma'_{by} = \frac{600}{29,1} = 20,62 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{bx} + \sigma'_{by} = 115,79 + 20,62 = 136,4 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 165,24$$

b. Section travée intermédiaire.

$$M_x = 5,508 \text{ T.m} \quad M_y = 0,551 \text{ T.m}$$

• Par rapport à (x) :

$$\mu = 0,0707 \longrightarrow k = 30,9 \quad \bar{\omega} = 0,529$$

d'où : $A_x = \underline{6,08 \text{ cm}^2}$

$$\sigma'_{bx} = 71,197 \text{ daN/cm}^2$$

• Par rapport $\bar{a}(y)$:

$$\mu = 0,0407 \longrightarrow k = 43,4 \text{ et } \bar{\omega} = 0,296$$

$$\underline{A_y = 3,85 \text{ cm}^2} \text{ et } \sigma'_{b_x} = 13,82 \text{ daN/cm}^2.$$

c- Section d'appui :

$$M_x = 8,813 \text{ T.m} \text{ , } M_y = 0,733 \text{ T.m}.$$

• Par rapport $\bar{a}(x)$:

$$\mu = 0,113 \longrightarrow k = 22,8 \text{ et } \bar{\omega} = 0,87.$$

$$\text{d'où : } \underline{A_x = 10 \text{ cm}^2} \quad \sigma'_{b_x} = 96,49 \text{ daN/cm}^2$$

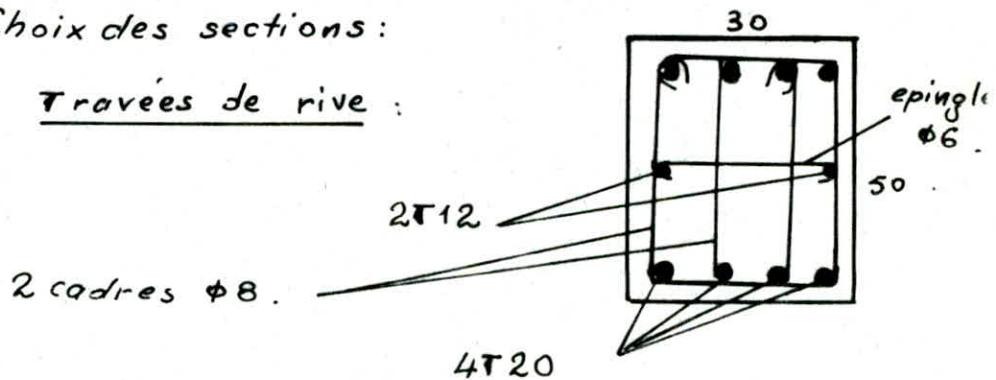
• Par rapport $\bar{a}(y)$:

$$\mu = 0,0541 \longrightarrow k = 36,6 \text{ , } \bar{\omega} = 0,397.$$

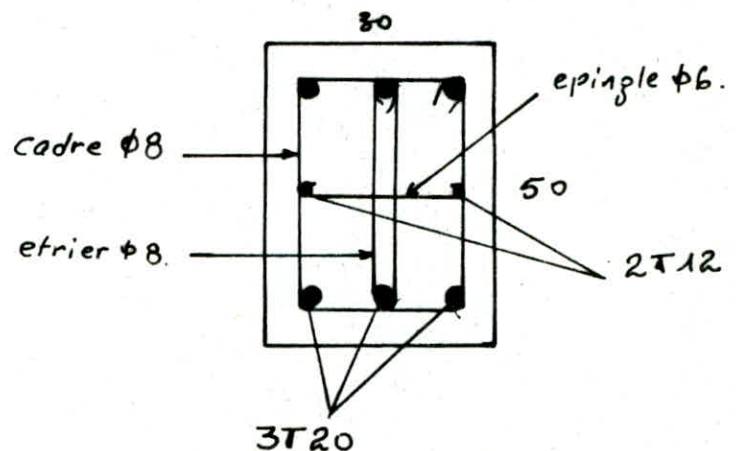
$$\underline{A_y = 5,161 \text{ cm}^2} \quad \sigma'_{b_y} = 16,39 \text{ daN/cm}^2.$$

- Choix des sections :

Travées de rive :



Travées intermédiaires :



- Aciers transversaux :

$$\tau_{b_x} = \frac{T_x S(y)}{I_x b(y)} \quad \text{avec } T_x = 13,87 \text{ T}$$

$$S(y) = \frac{bh^2}{8} + n A_x \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 9375 + 3249,9 = 12624,9 \text{ cm}^3$$

$$I_x = \frac{bh^3}{24} + 2n \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 A_x$$

$$I_x = 155250 + 149495,4 = 304745,4 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{bx} = \frac{12624,9 \times 13,87 \times 10^3}{304745,4 \times 30} = 19,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{by} = \frac{T_y \cdot S_x}{I_y \cdot b_x} \quad \text{avec : } T_{y \max} = 1,246 \text{ T}$$

$$S_x = h \cdot \frac{b^2}{8} + n A_y \left(\frac{b}{2} - d''\right)$$

$$S_x = 3906,25 + 1337,4 = 5243,65 \text{ cm}^3$$

$$I_y = \frac{hb^3}{24} + 2n A_y \left(\frac{b}{2} - d''\right)^2$$

$$I_y = 56250 + 32097,6 = 88347,6 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{by} = \frac{5243,65 \times 1,246 \times 10^3}{88347,6 \times 50} = 1,48 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_b = \max(\tau_{bx}, \tau_{by}) = 19,15 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \quad (\text{CEBA 68 art 25.12})$$

$$\text{avec : } \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{35,86}{9 \times 6,89} = 0,68 < \frac{2}{3}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1866,66 \text{ daN/cm}^2$$

- Vérifications :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b$$

car dans notre cas : $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b$.

$$\bar{\tau}_b = 19,51 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma'_{b \max} = 136,4 \text{ daN/cm}^2$$

On vérifie que $\tau_b = 19,15 < 19,51 \text{ daN/cm}^2$

$$\text{Espacement : } t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau}$$

on choisit 2 cadres de $\phi 8 \rightarrow S = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{avec } \bar{x} = 22 + 25 \times \frac{2}{3} = 38,66 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t = \frac{2,01 \cdot 38,66 \cdot 1866,66}{13,87 \cdot 10^3} = 10,81 \text{ cm}^2$$

$$\bar{e} = h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \quad \text{ou} \quad \bar{e} = 0,2 h.$$

$$\bar{e} = 7,42 \text{ cm.}$$

On choisira donc un espacement : $\underline{t = 7 \text{ cm}} < \bar{e}$.
sur toute la longueur de la poutre.

2.2.2 - Poutre du pont à surcharge de 5T.

- Combinaison des sollicitations.

$$M = G + 1,2 \Phi_d \cdot P$$

• Travées de rive : $M_x = 14,33 \text{ T.m.}$
 $M_y = 1,323 \text{ T.m.}$

• Travées intermédiaires : $M_x = 10,92 \text{ T.m.}$
 $M_y = 1,45 \text{ T.m.}$

• Sur appuis : $M_x = 11,103 \text{ T.m.}$
 $M_y = 1,002 \text{ T.m.}$

- Ferrailage longitudinal.

a. Travées de rive :

$$\mu_x = 0,1839 \quad k = 16,4 \quad \bar{\omega} = 1,456$$

$$\longrightarrow A_x = 16,74 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_{bx} = 134,14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu_y = 0,0777 \text{ daN/cm}^2 \quad k = 25,1 \quad \bar{\omega} = 0,745$$

$$\longrightarrow A_y = 9,685 \text{ cm}^2.$$

b. Travées intermédiaires :

$$\mu_x = 0,140 \longrightarrow k = 19,8 \quad \bar{\omega} = 1,089$$

$$\longrightarrow A_x = 12,52 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_{bx} = 111,11 \text{ daN/cm}^2$$

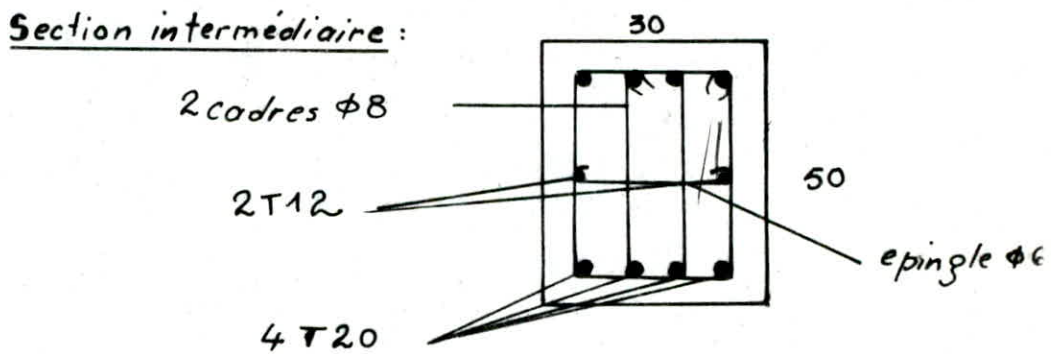
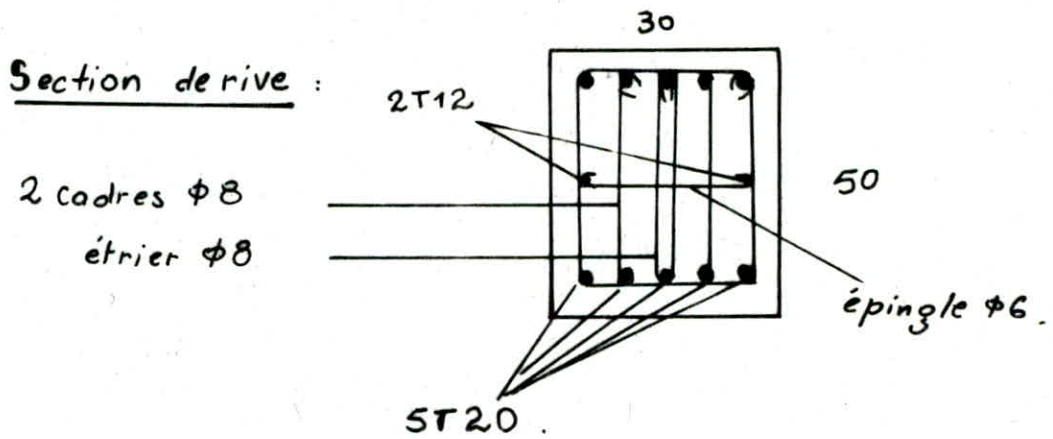
$$\mu_y = 0,1071 \longrightarrow k = 23,7 \quad \bar{\omega} = 0,818$$

$$\longrightarrow A_y = 10,63 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_{by} = 25,31 \text{ daN/cm}^2$$

c. Sections d'appui :

On adopte la même section d'acier que pour la travée intermédiaire.

- Choix des sections.



- Acies transversaux.

Nous adopterons le même ferrailage transversal, et les mêmes espacements que pour les poutres du pont roulant de 3T.

2.2.3 - Poutre du pont à surcharge de 10T.

- Combinaison des sollicitations :

• Travée de rive : $M_x = 19,815 \text{ T.m}$
 $M_y = 1,98 \text{ T.m}$.

• Travée intermédiaire : $M_x = 14,98 \text{ T.m}$
 $M_y = 1,5 \text{ T.m}$.

• Sur appui : $M_x = 15,27 \text{ T.m}$
 $M_y = 1,53 \text{ T.m}$.

Lors du ferrailage de ces sections nous avons constaté que les sections d'acier sont légèrement supérieures à celles du pont de 5T.

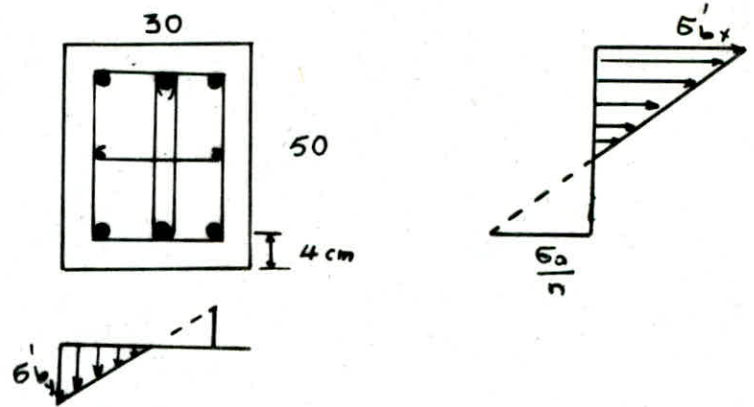
D'autre part nous remarquons que l'acier travaille à une contrainte bien inférieure à l'admissible.

Nous avons donc admis le même ferrailage que pour la poutre du pont de 5T.

3. Vérifications diverses :

10

3.1. Vérification en flexion déviée.



$$\sigma'_{bx} = \frac{M_x \cdot h_t}{2 I_x} = \frac{8,68 \cdot 10^5 \cdot 50}{304745,4 \times 2} = 71,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ax} = \frac{M_x \left(\frac{h_t}{2} - d \right) \cdot \eta}{I_x} = \frac{8,68 \cdot 10^5 \cdot 46 \cdot 15}{304745,4} = 982,56 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{by} = \frac{M_y \cdot b}{2 I_y} = \frac{0,702 \cdot 10^5 \cdot 30}{2 \cdot 88347,6} = 11,92 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{oy} = \frac{M_y \cdot \left(\frac{b}{2} - d \right) \cdot \eta}{I_y} = 155 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{bx} + \sigma'_{by} = 71,2 + 11,92 = 83,13 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

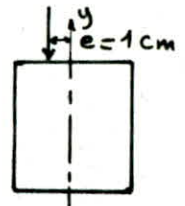
$$\sigma'_{ax} + \sigma'_{oy} = 982,56 + 155 = 1137,4 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800$$

3.2 - Vérification à la torsion.

Nous prendrons une excentricité par rapport au plan médian de la poutre égale à 1cm. Cette excentricité est soit accidentelle, soit due à l'usure du rail.

$$M_t = 2 \cdot R \cdot e$$

$$M_t = 5,1 \times 2 \times 10^{-2} = 0,102 \text{ T.m}$$



$$\tau_{bm} = \frac{k \cdot M_t}{b^2 \cdot h} \text{ avec } k \text{ une fonction de } b \text{ et } h \text{ donnée par des tableaux.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{5}{3} \longrightarrow k = 4,27$$

$$\tau_{bm} = \frac{4,27 \cdot 0,102 \cdot 10^5}{30^2 \times 50} = 0,96 \text{ daN/cm}^2$$

Pourcentage d'acier longitudinal : $\bar{\omega}_l = \frac{A}{B} = \frac{b+h_t}{3h_t} \times \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a}$
(CCBA. annexe. A5)

avec $\bar{\sigma}_a = 2800 - 1137,4 = 1662,6 \text{ daN/cm}^2$

On prendra : $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ daN/cm}^2$

$$\bar{\omega}_L = \frac{30+50}{3 \times 50} \times \frac{0,96}{1600} = 3,19 \cdot 10^{-4}$$

$$A = 50 \times 30 \times 3,19 \cdot 10^{-4} = 0,48 \text{ cm}^2$$

La section d'acier étant de $21,1 \text{ cm}^2 < 0,48 \text{ cm}^2$
 → La torsion est donc vérifiée.

3.3 - Vérification d'about.

La largeur de la bielle de compression au niveau de l'appui de rive (c) doit reprendre un effort égal à $T\sqrt{2}$

c'est à dire : $c > \frac{2T}{b\bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 13,87 \cdot 10^3}{30 \cdot 82,62} = 11,19 \text{ cm}$

$$c = 11,19 \text{ cm} < 25 \text{ cm (largeur du corbeau)}$$

Les aciers longitudinaux doivent reprendre un effort de traction au niveau de l'about qui est au moins égal à

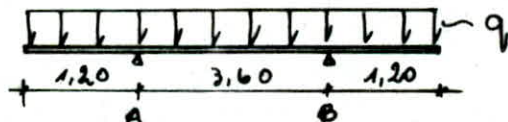
$$A\bar{\sigma}_a > T \rightarrow 9,42 \times 2800 = 26,37 > T = 13,87$$

3.4 - Vérification au levage :

Lors de l'opération de levage, la poutre est soumise uniquement à son poids propre.

Le levage se fait par deux crochets disposés à 1,20, à partir des extrémités.

On étudiera donc la poutre comme étant soumise à son poids propre et reposant sur 2 appuis.



$$q = 0,30 \times 0,50 \times 2,8 = 0,375 \text{ T/m.l}$$

$$R_A = R_B = \frac{2250}{2} = 1125 \text{ daN} = 1,125 \text{ T}$$

$$M_A = M_B = q \cdot \frac{(1,20)^2}{2} = -0,27 \text{ T.m}$$

$$M_{travée} = 1125 \times \frac{3,6}{2} - 270 - 375 \left(\frac{3,6}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{2} = 1147,5 \text{ daN.m}$$

$$M_t = 1,148 \text{ T.m}$$

Le moment minimal qui a servi au ferrailage des poutres est : 5,508 T.m (pour les poutres à surcharge de 3 T).

$$M_t = 1,148 \text{ T.m} < 5,508 \text{ T.m} \rightarrow \text{le levage est donc vérifié}$$

4. Les jonctions.

La continuité des poutres de roulement est assurée par l'assemblage de différents éléments préfabriqués. Chaque élément préfabriqué constitue une travée de la poutre de roulement et présente une réservation pour réaliser la jonction.

Ces différents éléments préfabriqués présentent des barres d'attente afin d'assurer le recouvrement.

Les aciers transversaux à ce niveau sont relevés et seront pliés après avoir placé les aciers de recouvrement.

L'ultime opération est le coulage du béton de jonction.

Il y a deux types d'éléments préfabriqués :

- Éléments de rive (une seule réservation).
- Éléments intermédiaires (deux réservations, une de chaque côté).

• Calcul de la longueur de recouvrement.

La longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit. $l_d = l_r$

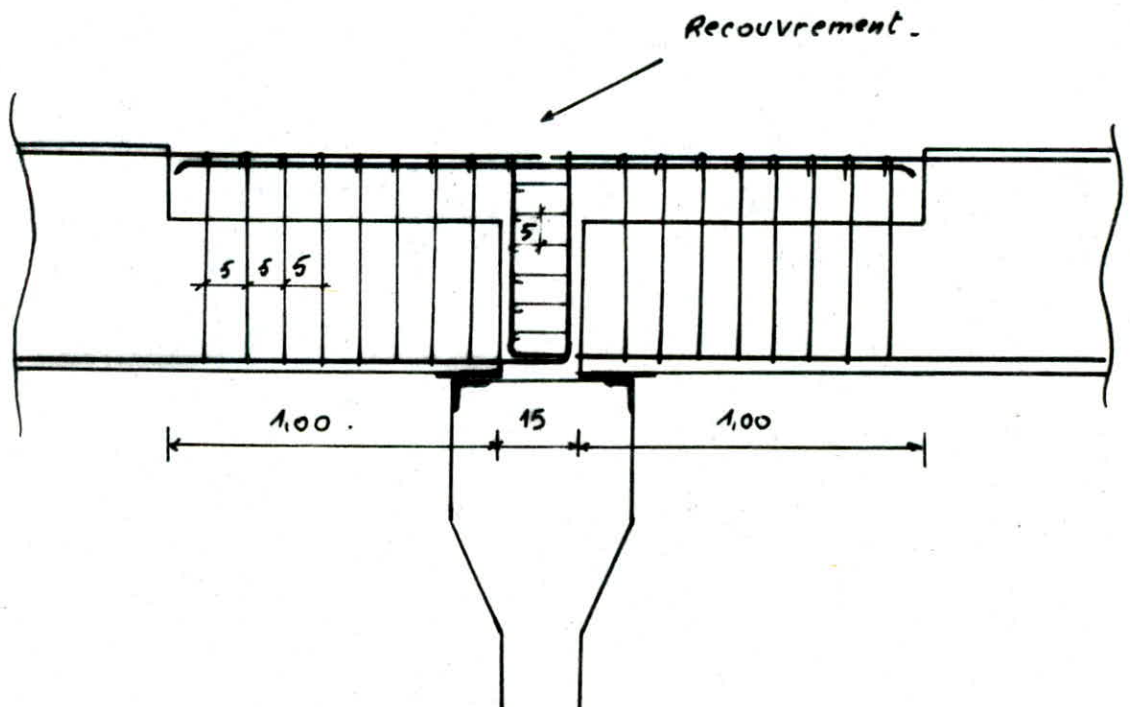
$$l_d = l_r = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} \quad \text{avec :}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 6,89 = 20,67 \text{ daN/cm}^2$$

$$l_r = \underline{67,8 \text{ cm}}$$

Nous prendrons $l_r = 1,00 \text{ m}$.

• Détail de la jonction.



ETUDE DU PORTIQUE

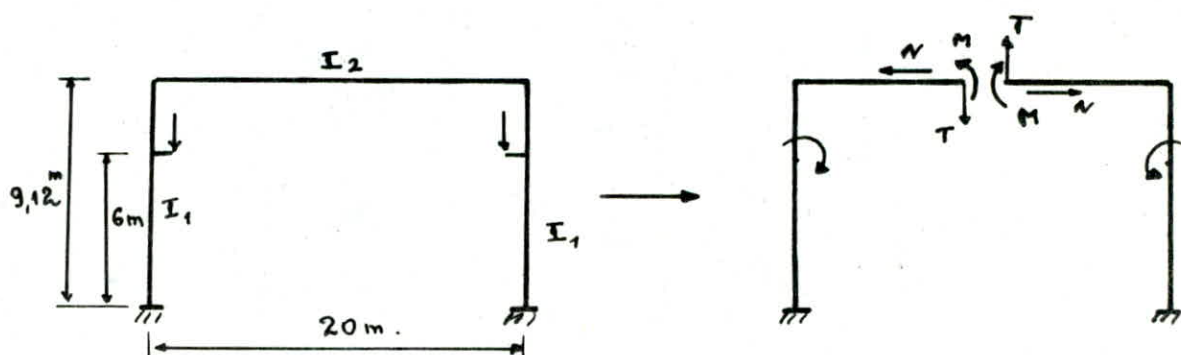
La structure de notre bâtiment est constituée de portiques simples disposés transversalement et encastres des deux côtés.

Dans le sens transversal, les portiques sont de même dimension ils diffèrent uniquement suivant la hauteur. Il y a trois hauteurs de portiques possibles.

Nous détaillerons les calculs pour un seul portique, (Nous prendrons le portique de hauteur moyenne $h = 9,12 \text{ m}$)

Le portique étant hyperstatique, nous déterminerons ses sollicitations à l'aide de la méthode des coupures.

La méthode des coupures est basée sur la nullité des déplacements relatifs au niveau de la coupure par le fait de l'apparition de trois éléments de réduction de part et d'autre de celle-ci.



Les équations de résolution s'écrivent :

$$\begin{cases} X_M \cdot \lambda_{M,M} + X_N \cdot \lambda_{M,N} + X_T \cdot \lambda_{M,T} = - D_{M,P} \\ X_M \cdot \lambda_{N,M} + X_N \cdot \lambda_{N,N} + X_T \cdot \lambda_{N,T} = - D_{N,P} \\ X_M \cdot \lambda_{T,M} + X_N \cdot \lambda_{T,N} + X_T \cdot \lambda_{T,T} = - D_{T,P} \end{cases}$$

où : X_M , X_N et X_T sont respectivement les moment, effort normal, effort tranchant qui existent dans la section de la coupure (milieu de la barre BC).

et : $\lambda_{M,N}$; $\lambda_{M,M}$; $\lambda_{M,T}$ sont respectivement les rotations de point due à l'effort normal, le moment et l'effort tranchant.

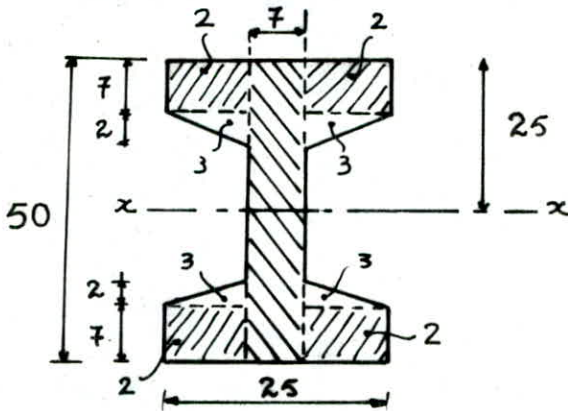
$\lambda_{N,M}$; $\lambda_{N,N}$; $\lambda_{N,T}$ sont les déplacements horizontaux dus respectivement à M, N et T

$\lambda_{T,M}$; $\lambda_{T,N}$; $\lambda_{T,T}$ sont les déplacements verticaux dus respectivement à M, N et T

$D_{M,P}$; $D_{N,P}$; $D_{T,P}$ sont respectivement la rotation, le déplacement horizontal et le déplacement vertical dus à la charge "P".

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

1. POUTRES DU PORTIQUE



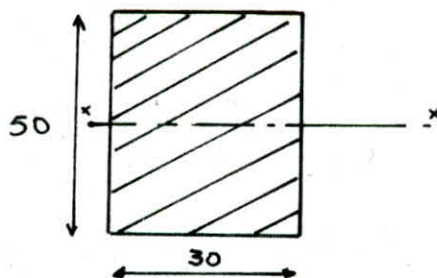
La section étant symétrique, l'axe neutre passe au milieu de celle-ci

$$\frac{h}{2} = 25 \text{ cm.}$$

Éléments	S cm ²	I ₀ cm ⁴	d cm	d ² ·S cm ⁴	I _{xx} (tot) cm ⁴
1	50 × 7 = 350	$\frac{50^3}{12} \times 7 = 72916,6$	0	0	72916,6
2	(9 × 7) × 4 = 252	1029	21,5	116487	117516
3	$\frac{(9 \times 2)}{2} \times 4 = 36$	$\frac{4 \cdot 2^3 \cdot 9}{36} = 8$	17,33	10816	10824
Σ	638			Σ	201256

$$I_{xx} = 201256 \text{ cm}^4 \quad S = 638 \text{ cm}^2.$$

2. POUTRES DE ROULEMENT

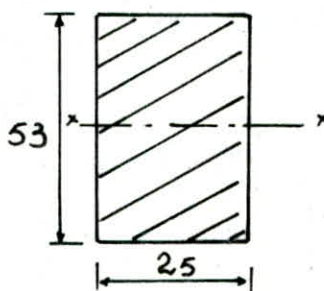


Section: $S = 1500 \text{ cm}^2$

Moment d'inertie :

$$I = 312500 \text{ cm}^4$$

3. POTEAUX



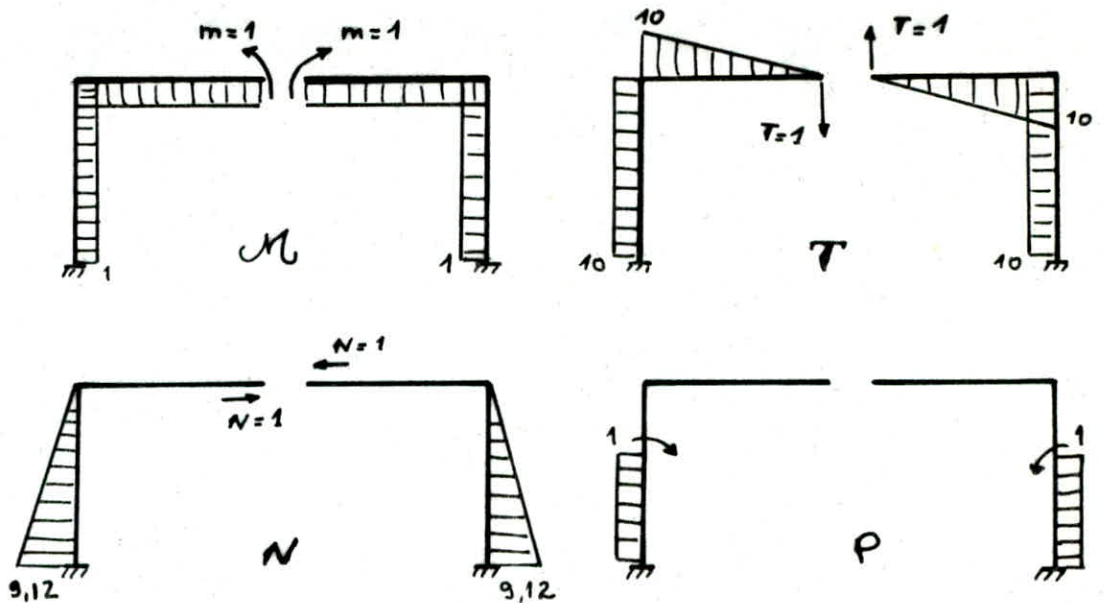
Section: $S = 1325 \text{ cm}^2$

Moment d'inertie.

$$I = 310160,5 \text{ cm}^4.$$

Détermination des sollicitations.

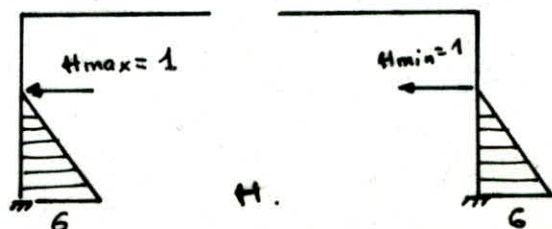
1. Efforts dus aux surcharges d'exploitation.



Les différents déplacements relatifs sont donnés dans les tableaux de MOHR sous forme de produits de diagramme. Nous avons donc utilisé ces tableaux, ce qui donne :

$$\begin{aligned} \lambda_{M,T} &= 0 & \lambda_{N,T} &= 0 \\ \lambda_{M,M} &= \frac{2 \times 9,12}{EI_1} + \frac{20}{EI_2} = 15,82 \\ \lambda_{M,N} &= -2 \cdot \frac{\frac{1}{2} (9,12)^2}{EI_1} = -26,81 \\ \lambda_{N,N} &= 2 \cdot \frac{\frac{1}{3} (9,12)^3}{EI_1} = 163,02 \\ \lambda_{T,T} &= \frac{2}{3} \frac{(10)^3}{EI_2} + \frac{2 \times 100 \times 9,12}{EI_1} = 919,35 \\ D_{M,P} &= \frac{2 \times 6}{EI_1} = 3,87 \\ D_{N,P} &= \frac{6}{2} \cdot \frac{12,24 \times 2}{EI_1} = 23,68 \\ D_{T,P} &= \frac{10 \times 6}{EI_1} = \frac{60}{EI_1} \end{aligned}$$

Après avoir déterminé les déplacements dus aux réactions verticales du pont nous déterminons de la même façon les déplacements dus aux réactions horizontales H_{max} et H_{min} .



$$\lambda_{M,Hmax} = \frac{6}{2} \cdot \frac{6 \times 1}{EI_1} = \frac{18}{EI_1} = 5,8$$

$$\lambda_{N,Hmax} = - \frac{6(2 \times 9,12 + 3,12) \cdot 6}{6 EI_1} = -41,32.$$

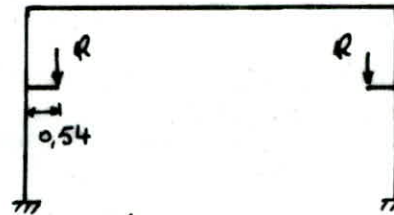
$$\lambda_{T,Hmax} = \frac{6}{2} \cdot \frac{6 \cdot 10}{EI_1} = -58,03.$$

$$\lambda_{M,Hmin} = -5,8 \quad ; \quad \lambda_{N,Hmin} = 41,32 \quad ; \quad \lambda_{T,Hmin} = -58,03$$

1.1 - Portique à surcharge d'exploitation de 3T :

$$\begin{array}{ll} R_{max} = 9,55 T & R_{min} = 5,1 T \\ M_{max} = 5,157 T.m & M_{min} = 2,754 T.m \\ H_{max} = 0,97 T & H_{min} = 0,456 T \end{array}$$

1.1.1 - Moments dus aux réactions verticales.



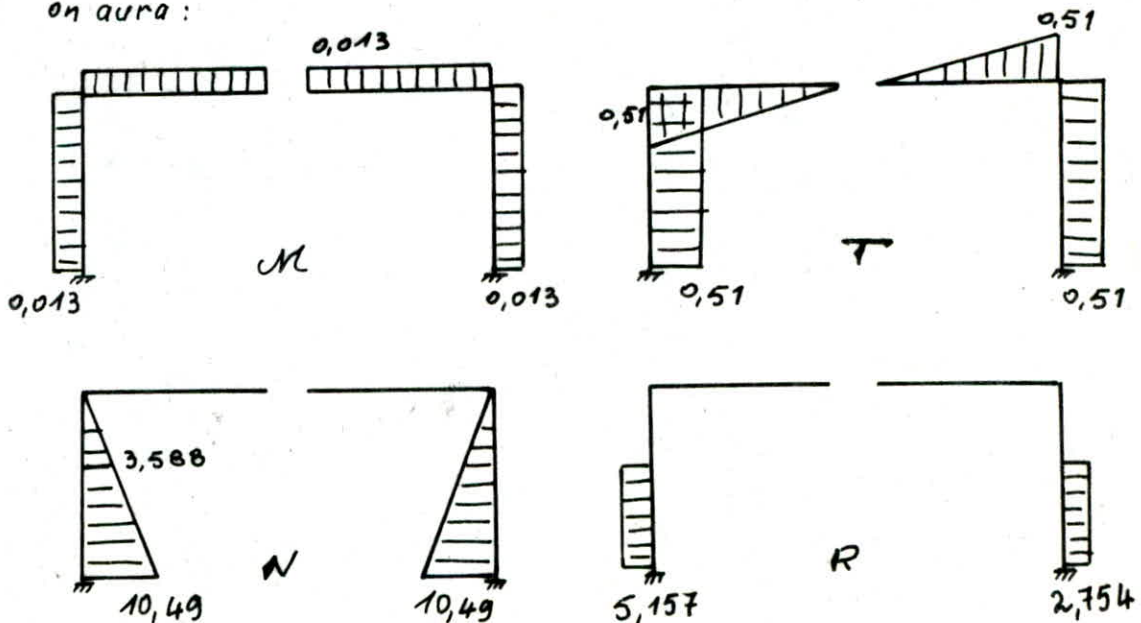
Dans ce cas, les équations de résolution s'écrivent :

$$\begin{cases} 15,82 X_M - 26,81 X_N + 0 X_T = 3,87(5,157 + 2,754) = 30,5 \\ -26,81 X_M + 163,02 X_N + 0 X_T = -23,68(5,157 + 2,754) = -178,3 \\ 0 X_M + 0 X_N + 919,35 X_T = -5,157 \cdot \frac{60}{I_1} + 2,754 \cdot \frac{60}{I_1} = -46,4 \end{cases}$$

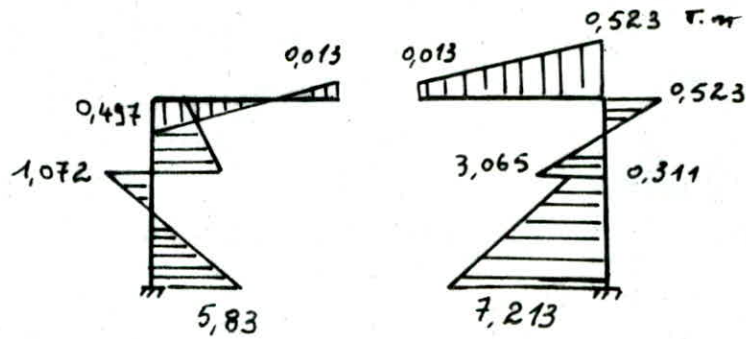
En effectuant la résolution du système, on aura :

$$X_T = -0,051 \quad X_N = -1,15 \quad X_M = -0,013$$

En multipliant les différents diagrammes unitaires par X , on aura :



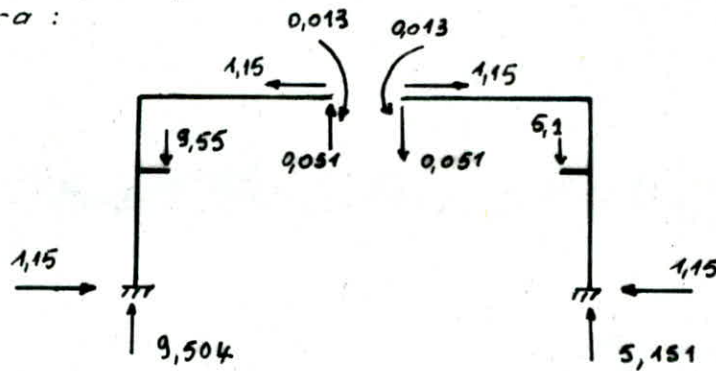
Le diagramme des moments dûs aux réactions verticales sera donc :



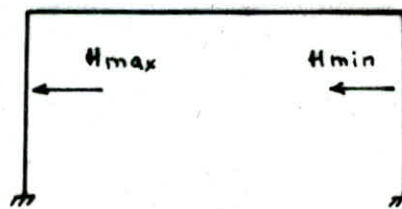
Détermination des réactions.

Le calcul des réactions est utile pour le tracé des diagrammes des efforts tranchants et efforts normaux. Le calcul se fait en considérant séparément les deux parties du portique.

On aura :



1.1.2 - Moments dûs aux réactions horizontales (forces de freinage).



$$H_{max} = 0,97 T$$

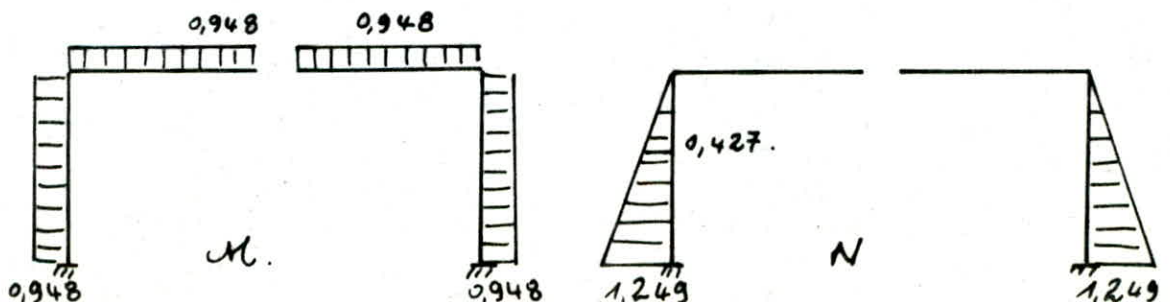
$$H_{min} = 0,456 T$$

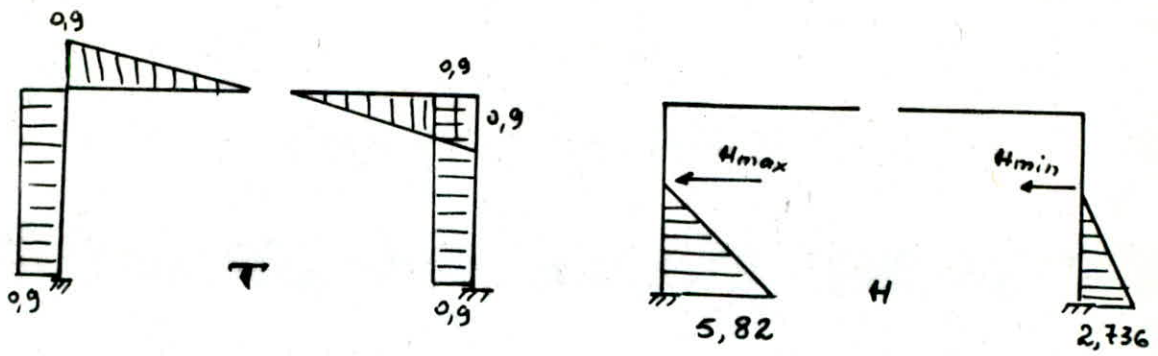
les équations de résolution sont :

$$\begin{cases} 15,82 X_M - 26,81 X_N = -0,97 \cdot 5,8 + 5,8 \cdot 0,456 = -2,98 \\ -26,81 X_M + 163,02 X_N = 41,32 \cdot 0,97 - 41,32 \cdot 0,456 = 21,24 \\ 919,35 X_T = 58,03 \cdot 0,97 + 58,03 \cdot 0,456 = 82,75 \end{cases}$$

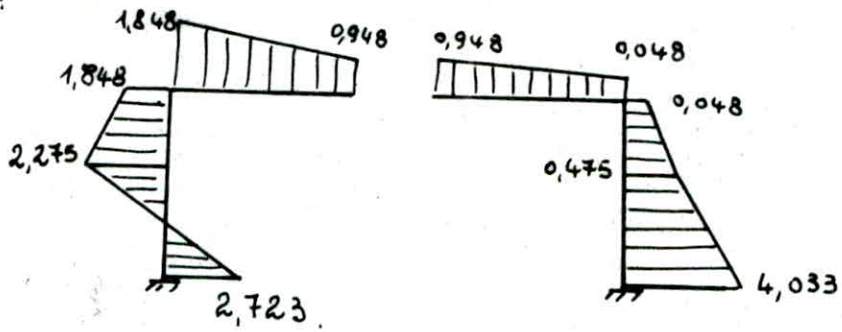
La résolution du système nous donne :

$$X_N = 0,137 T \quad X_M = -0,948 T.m \quad X_T = 0,09 T$$

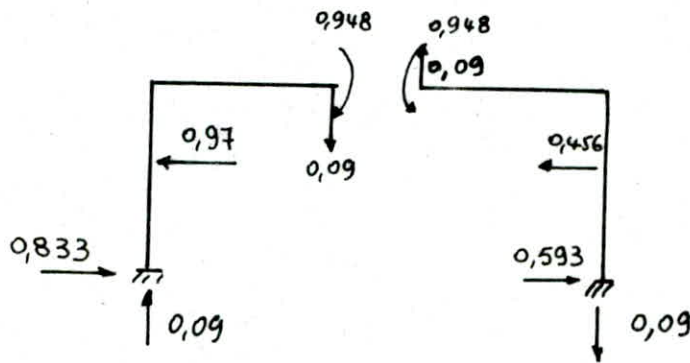




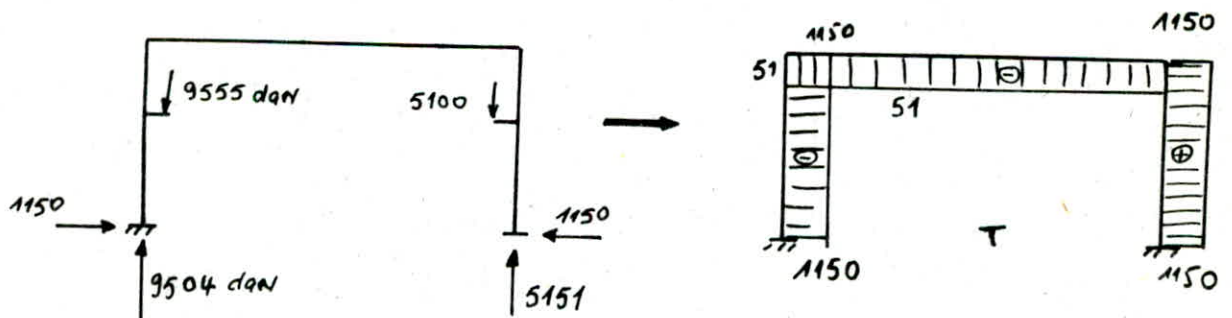
Le diagramme des moments dûs aux réactions horizontales (H) sera :



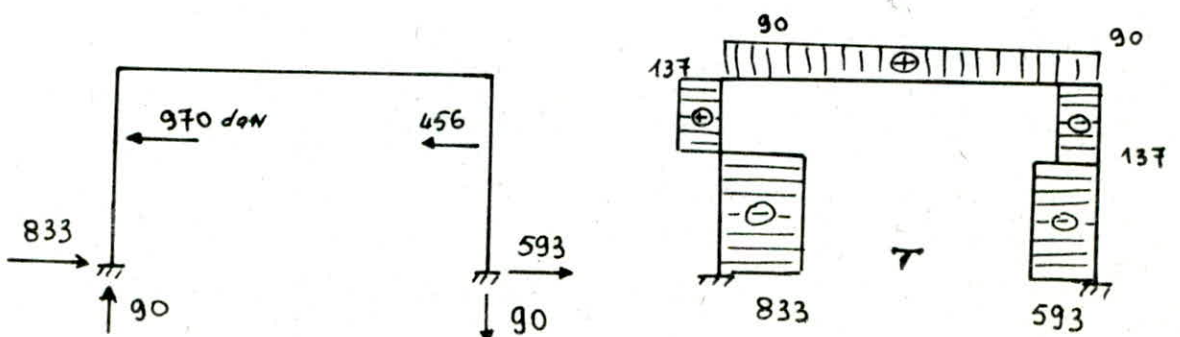
Détermination des réactions :



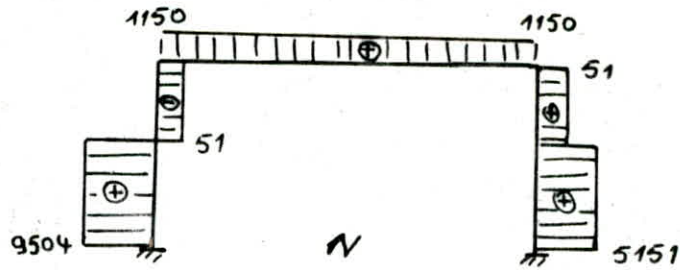
1.1.3 - Efforts tranchants dûs aux réactions verticales (R) :



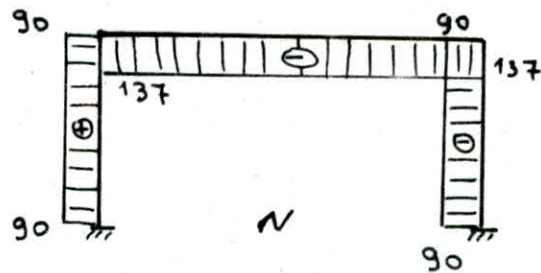
1.1.4 - Efforts tranchants dus aux réactions horizontales (H) :



1.1.5 - Efforts normaux dus aux réactions verticales (R).



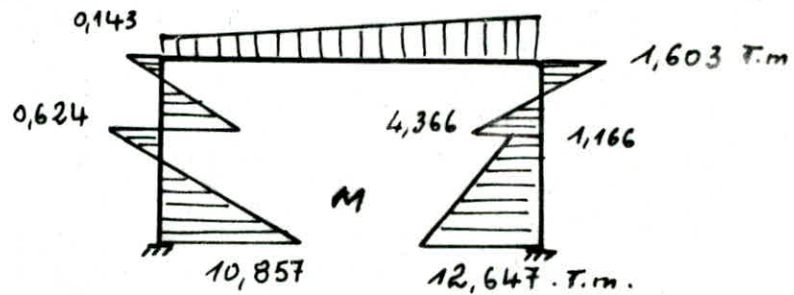
1.1.6 - Efforts normaux dus aux réactions horizontales (H).



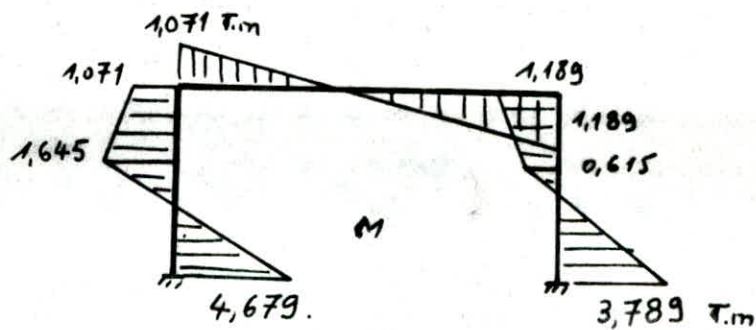
1.2 - Portique à surcharge d'exploitation de 5 T.

La détermination des diagrammes se fait de la même façon que pour le portique précédant. Nous nous contenterons de donner les résultats.

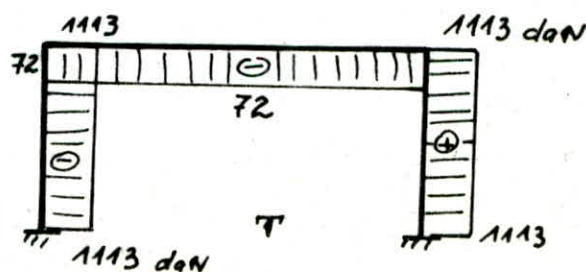
1.2.1 - Moments dus aux réactions verticales (R).



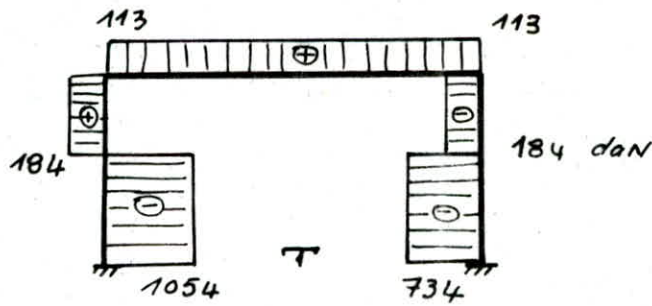
1.2.2 - Moments dus aux réactions horizontales (H).



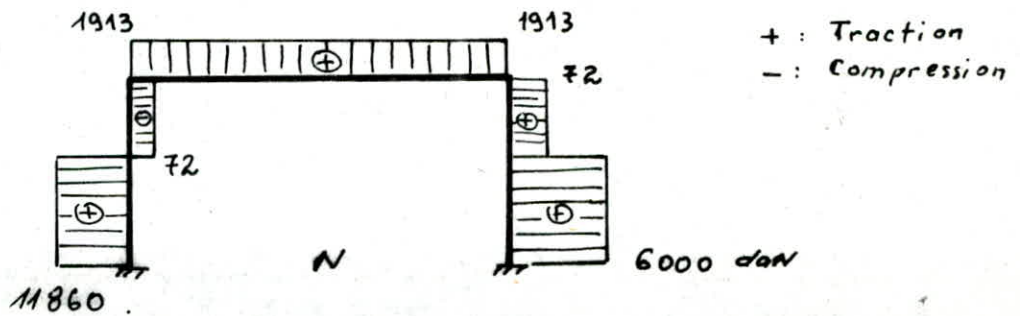
1.2.3 - Efforts tranchants dus aux réactions verticales (R).



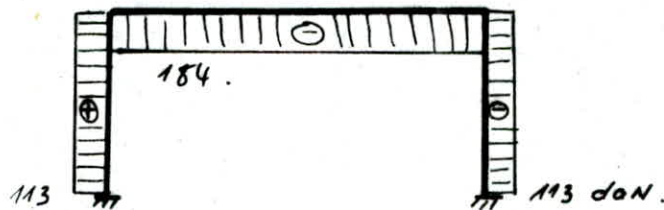
1.2.4 - Efforts tranchants dus aux réactions horizontales (H):



1.2.5 - Efforts normaux dus aux réactions verticales (R):

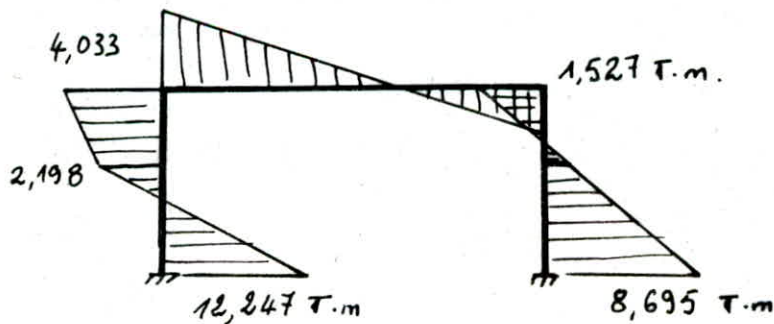


1.2.6 - Efforts normaux dus aux réactions horizontales (H):

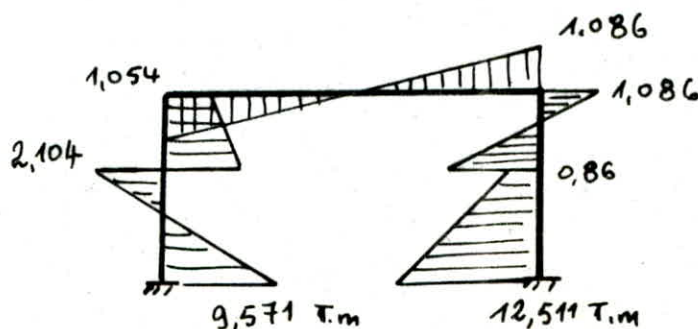


1.3 - Portique à surcharge d'exploitation de 10 T

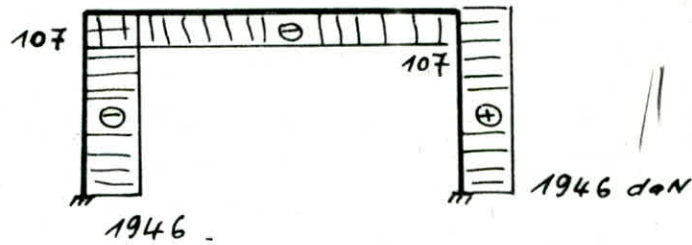
1.3.1 - Moments dus aux réactions horizontales: (H)



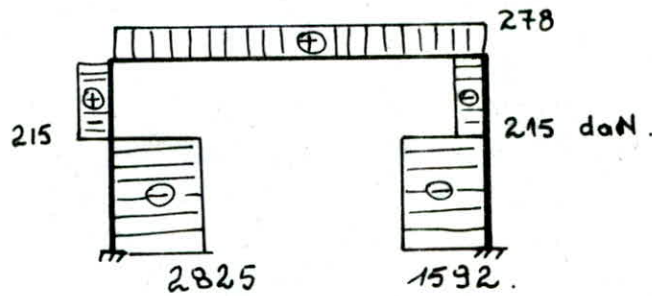
1.3.2 - Moments dus aux réactions verticales (R)



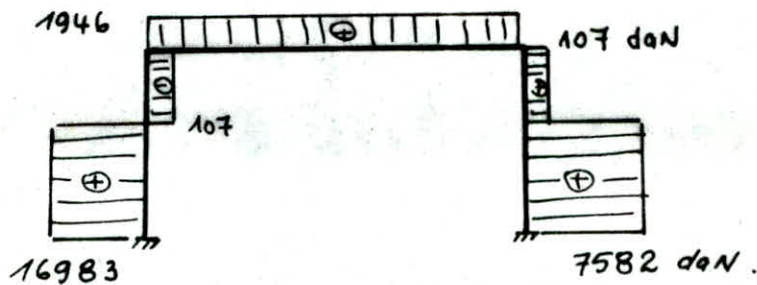
1.3.3 Efforts tranchants dus aux réactions verticales :



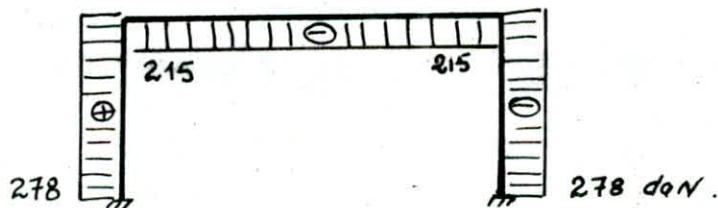
1.3.4 - Efforts tranchants dus aux réactions horizontales (H).



1.3.5 - Efforts normaux dus aux réactions verticales : (R)



1.3.6 - Efforts normaux dus aux réactions horizontales (H).



2. Sollicitations dues aux charges permanentes et climatiques.

2.1.1 Evaluations des charges sur la poutre du portique :

$$\begin{aligned} \text{Toiture} &\longrightarrow 20 \times 6 = 120 \text{ daN/m.l} \\ \text{Panne (IPE)} &\longrightarrow \frac{10,4 \times 6 \times 10}{20} = 31,2 \text{ daN/m.l} \end{aligned}$$

$$\text{Total : } 151,2 \text{ daN/m.l}$$

2.1.2 Evaluation des charges climatiques :

- Sur la poutre :

$$V_n = -31 \times 6 = -186 \text{ daN/m.l}$$

$$V_e = 1,75 \cdot (-186) = 325,5 \text{ daN/m.l}$$

$$N_n = 40 \times 6 = 240 \text{ daN/m.l}$$

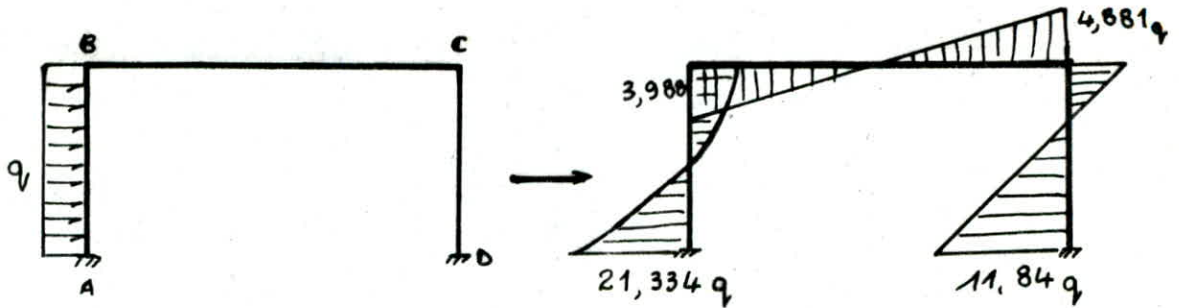
- Sur les poteaux :

$$\vec{V}_n = -56 \times 6 = 336 \text{ daN/ml} \quad \vec{V}_e = 1,75 \times 336 = 588 \text{ daN/ml}$$

$$\vec{V}_n = -0,25 \times 6 = -1,5 \text{ daN/ml} \quad \vec{V}_e = -2,625 \text{ daN/ml}$$

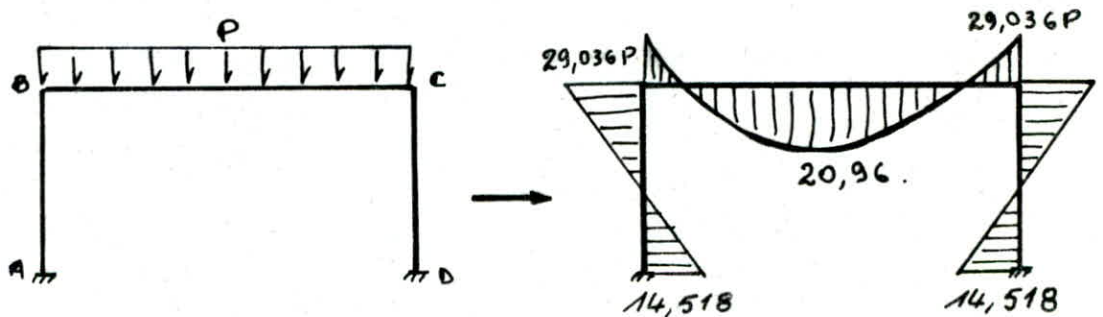
2.2. Moments :

2.2.1 - Charge uniformément répartie sur le poteau :

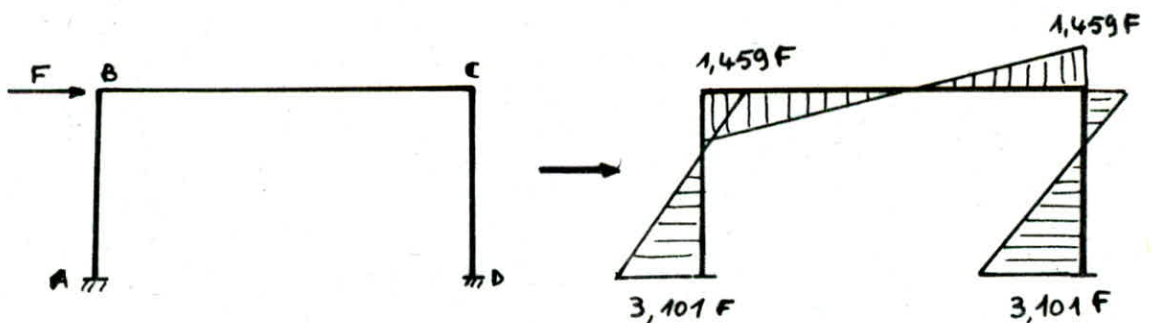


Les reactions seront donnée dans un tableau par la suite.

2.2.2 - Charge uniformément répartie sur la poutre :



2.2.3 - Charge concentrée due à l'action du vent sur l'accrotère.



2.2.4 - Effet de la température. (allongement).

On prendra une variation de température $\Delta t = 25^\circ\text{C}$
 et un coefficient de variation thermique $\alpha = 10^{-5}$.
 Pour une élévation de température, le diagramme de déformation sera le suivant :

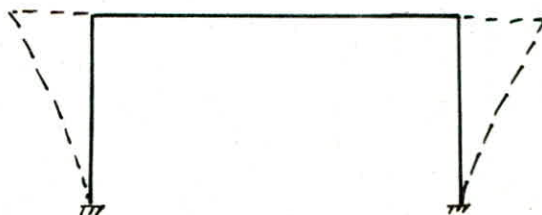
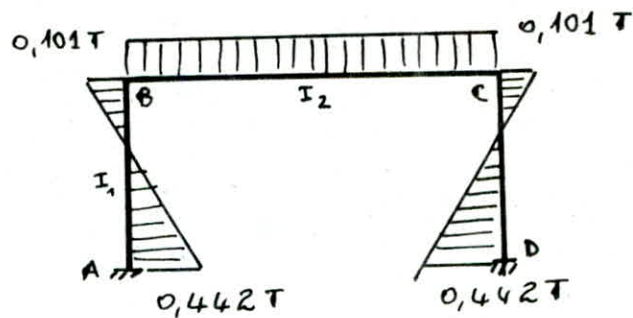


Diagramme qui pourrait être inversé pour une diminution de température.

Le diagramme des moments sera le suivant.



$$R_{VA} = R_{VD} = 0$$

$$R_{HA} = R_{HD} = \frac{3EI_2 d.t}{h^2} \cdot \frac{2k+1}{k(k+2)}$$

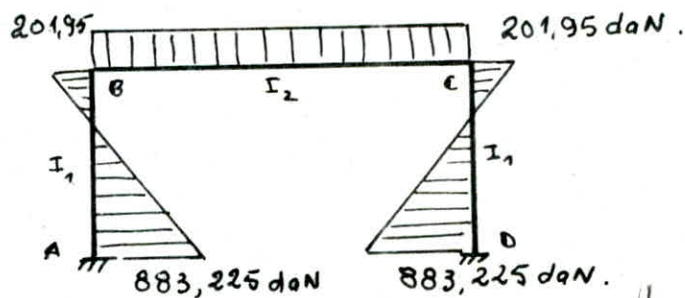
avec : $E = 1000 \sqrt{6j} = 1000 \sqrt{400}$

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l} = \frac{2,012}{3,102} \cdot \frac{3,12}{20} = 0,296$$

2.2.5 - Fluage :

C'est le phénomène de déformation sous charge fixe et indéfiniment appliquée, phénomène assez difficile à cerner.

On prendra une valeur moyenne de la déformation. $\delta = 5 \cdot 10^{-4}$.
On aura le diagramme suivant :



$$R_{VA} = R_{VD} = 0$$

$$M_B = M_A = \frac{3EI_2 \delta}{h^2} \cdot \frac{(2k+1)}{k(k+2)}$$

Les diagrammes sont donnés dans les aide-mémoires de RDT

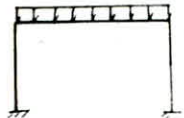

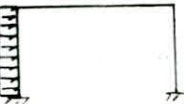
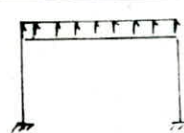
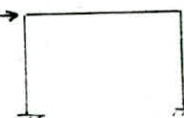
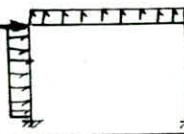
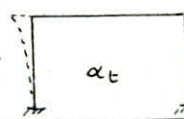
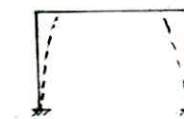
2.2.6 - Retrait

Le retrait du béton se manifeste immédiatement après coulage, il peut atteindre plusieurs mm par mètre pour les éléments (poutres-poteaux) pris indépendamment. Dans notre cas le retrait n'engendre pas de moments dans le portique de ce fait nous ne le prendrons pas en compte.

2.3. Efforts tranchants et normaux dus aux charges permanentes et climatiques.

Ils sont déduits en traçant les diagrammes correspondants en utilisant les réactions calculées précédemment. Les résultats seront groupés dans un tableau ci-après.

MOMENTS DES CHARGES ET SURCHARGES REELLES
DANS LES PORTIQUES ($h = 9,12 \text{ m}$)

Nature des charges et surcharges	Valeurs des charges daN/ml	Schéma de charge à étudier.	Moments d'encastrement aux noeuds et en travée				R_{VA}	R_{VD}	R_{HA}	R_{HD}	
			A	B	Travée	C					D
Poids de la toiture: G	151		2192,22	4384,44	3165,00	4384,44	2192,22	1510 ↑	1510	721,17	721,17
Neige: N	240		3484,32	6968,64	5030,4	6968,64	3484,32	2400 ↑	2400	1146,24	1146,24
Vent: Pari verticale ⊕ Toiture.	336		-7168,22	+6968,64	-149,10	-1640,02	+3978,24	148,85 ↓	148,85	2465,23	599,1
	186		-2700,35	+5400,69	-3898,60	+5400,69	-2700,35	1860 ↓	1860	888,34	888,34
	336 daN.		-1041,94	+490,22	0	+490,22	+1041,94	163,29 ↓	163,29	168	168
Résultante du vent	-		-10910,51	+7230,88	-4047,70	+3270,45	+2319,83	2172,14 ↓	1547,86	3521,57	121,24
Température. (T)	$\alpha = 10^{-5}$ $t = 25^\circ$		+441,7	-101	-101	-101	+441,7	0	0	59,48	59,48
Retrait ⊕ Fluage.	-		-883,23	+201,95	+201,95	+201,95	-883,23	0	0	118,1	118,1

MOMENTS DUS AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION

PORTIQUE A SURCHARGE D'EXPLOITATION DE 3T

Nature des charges.	Valeur des charges en T	schéma de charge	Moments d'encastrement aux noeuds et en travée					R_{VA}	R_{VD}	R_{HA}	R_{HD}
			A	B	Travée	C	D				
Charge d'exploitation (E)	$R_{max} = 9555$ $R_{min} = 5100$		+	+	-	-	+	9504 ↑	5151 ↑	1150	1150
Force de Freinage.	$H_{max} = 970$ $H_{min} = 456$		+	-	-	-	-	90 ↑	90 ↓	833	593.

PORTIQUE A SURCHARGE D'EXPLOITATION DE 5T

Charge d'exploitation (E)	$R_{max} = 11932$ $R_{min} = 5932$		+	-	-	-	+	11860 ↑	6000 ↑	1913	1913
Force de Freinage	$H_{max} = 1238$ $H_{min} = 550$		+	-	+	+	-	113 ↑	113 ↑	1054	734

PORTIQUE A SURCHARGE D'EXPLOITATION DE 10T

Charge d'exploitation (E)	$R_{max} = 17090$ $R_{min} = 7689$		+	+	-	-	+	16983 ↑	7796 ↑	1946	1946
Force de Freinage.	$H_{max} = 3040$ $H_{min} = 1377$		+	-	-	+	-	278 ↑	278 ↓	2825	1592.

EFFORTS TRANCHANTS DANS LE PORTIQUE

Nature des charges et surcharges.	Efforts tranchants aux nœuds et en travée						
	AB	BA	BC	Travée	CB	CD	DC
Poids de la toiture: G.	-721,17	-721,17	+1510	0	-1510	+721,17	+721,17
Poids de la neige: N	-1146,24	-1146,24	+2400	0	-2400	+1146,24	+1146,24
Vent: paroi verticale + Toiture ↘	+3521,57	+457,25	-2172,1	0	+1547,86	-121,24	-121,24
Température: T	-59,48	-59,48	0	0	0	+59,48	+59,48
Retrait + Fluage . R.	+118,1	+118,1	0	0	0	-118,1	-118,1
Vent: ↖	+888,34	+888,34	-1860	0	+1860	-888,34	-888,34
<i>Portique à surcharge d'exploitation de 3 T</i>							
Surcharge d'exploitation	-1150	-1150	-51	-51	-51	+1150	+1150
Force de freinage	-833	+137	+90	+90	+90	-137	-593
<i>Portique à surcharge d'exploitation de 5 T</i>							
Surcharge d'exploitation	-1113	-1113	-72	-72	-72	+1113	+1113
Force de freinage.	-1054	+184	+113	+113	+113	-184	-734
<i>Portique à surcharge d'exploitation de 10 T</i>							
Surcharge d'exploitation	-1946	-1946	-107	-107	-107	+1946	+1946
Force de freinage.	-2828	+215	+278	+278	+278	-215	-1592

COMBINAISON DES SOLLICITATIONS

MOMENTS FLECHISSANTS

Portique à surcharge d'exploitation de 3T

Combinaison Considérée	Moments aux extrémités et en travée				
	A	B	Travée	C	D
$G + E + N$	+14229,54	-12704,08	+14815,63	-12704,08	+14229,54
$G + \vec{V}$	-8718,29	+2846,44	+6698,23	-1113,99	+4512,65
$G + E + N + T$	+14671,24	-12805,08	+14714,63	-12805,08	+14671,24
$G + E + N + R$	+12904,61	-12401,13	+15118,58	-12401,13	+12904,61
$G + \vec{V} + E + T$	-5096,59	+2174,44	+5636,23	-2565,99	+13507,35
$G + E + \vec{V} + R$	-6863,22	+2578,39	+5991,48	-2162,04	+11740,72
$G + E + \frac{N}{2} + \vec{V} + T$	-3354,43	-1309,88	+8151,43	-6050,31	+14846,77
$G + E + \frac{N}{2} + \vec{V} + R$	-5102,06	-905,93	+8555,38	-5648,36	+13080,14
$G + \vec{V}$	-508,13	+1017,25	+6847,63	+1017,25	-508,13
$G + \vec{V} + E + T$	+8486,57	+547,25	+6935,63	+547,25	+8486,67
$G + N$	+5676,54	-11353,08	+15776,63	-11353,08	+5676,54
$G + N + R$	+4351,61	-11050,13	+16079,59	-11050,13	+4351,61

Portique à surcharge d'exploitation de 5T

Combinaison Considérée	Moments aux extrémités et en travée				
	A	B	Travée	C	D
$G + N$	+5676,54	-11353,08	+15776,63	-11353,08	+5676,54
$G + N + R$	+4351,61	-11050,13	+16079,59	-11050,13	+4351,61
$G + \vec{V}$	-8718,29	+2846,44	+6698,23	-1113,99	+4512,65
$G + \vec{V}$	-508,13	+1017,25	+6847,63	+1017,25	-508,13
$G + E + N$	+21212,54	-12567,08	+14962,63	-12567,08	+21212,54
$G + E + \vec{V} + T$	+7259,41	+581,41	+5843,23	-2428,99	+20490,35
$G + \vec{V} + E + T$	15469,57	+502,25	+5932,63	+502,25	15469,57
$G + N + E + T$	+21654,24	-12668,08	+14861,63	-12668,08	+21654,24
$G + \vec{V} + E + R$	-743,52	+2454,39	+6086,18	-2126,04	+19615,42
$G + \vec{V} + E + T + \frac{N}{2}$	+9001,57	-1952,88	+8447,83	-5913,31	+22232,51
$G + \vec{V} + E + R + \frac{N}{2}$	+7676,64	-1649,93	+8601,38	-9094,68	+20907,58
$G + E + N + R$	+12904,61	-12401,13	+15118,58	-12401,13	+12904,61

Portique à surcharge d'exploitation de 10 T

Combinaison Considérée	Moments aux extrémités et en travée.				
	A	B	Travée	C	D
G + N	+5676,54	-11353,08	+15776,63	-11353,08	+5676,54
G + N + R	+4351,61	-11050,13	+16079,59	-11050,13	+4351,61
G + V	-508,13	+1017,25	+6847,63	+1017,25	-508,13
G + E + N	+27494,54	-14332,08	+14507,63	-14332,08	+27494,54
G + E + N + T	+27936,24	-14231,08	+14406,63	-14231,08	+27936,24
G + V + E + T	+21751,57	+1357,25	+5477,63	+1357,25	+21751,57
G + V + E + R	+20426,64	+1660,20	+5780,58	+1660,20	+20426,64
G + V + E + T + $\frac{N}{2}$	+23493,73	-5547,07	+7992,83	-5547,07	+23493,73
G + V + E + R + $\frac{N}{2}$	+22168,80	-5244,12	+8295,78	-5244,12	+22168,80
G + E + N + R	+26611,31	-14130,13	+14709,58	-14130,13	+26611,31

EFFORTS TRANCHANTS

Portique à surcharge d'exploitation de 3 T

Combinaison Considérée.	Efforts tranchants aux nœuds des barres.					
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
G + N	-1867,41	+1867,41	-3910	+3910	+1867,41	-1867,41
G + N + R	-1749,31	+1749,31	-3910	+3910	+1749,31	-1749,31
G + \vec{V}	+2800,40	-263,92	-662,14	+37,86	+599,93	-599,93
G + \overleftarrow{V}	+167,17	+167,17	-350	+350	-167,17	+167,17
G + E + N	-3850,41	+3017,41	-3961	+3961	+3017,41	-3017,41
G + E + N + T	-3909,89	+3076,89	-3961	+3961	+3076,89	-3076,89
G + \vec{V} + E + T	+1590,92	-1473,40	-713,14	+76,86	+1809,41	-1809,41
G + \overleftarrow{V} + E + T	-1875,31	+1875,31	-401	+389	+1042,31	-1042,31
G + \vec{V} + E + R	+1768,50	-1295,82	-713,14	+76,86	+1631,83	-1631,83
G + \vec{V} + E + T + $\frac{N}{2}$	+1017,80	-2046,52	+576,86	-1213,14	+2382,53	-2382,53
G + \vec{V} + E + R + $\frac{N}{2}$	+1195,38	-1868,94	+576,86	-1213,14	+2204,95	-2204,95
G + E + N + R	-3732,31	+3732,31	-3961	+3961	+2899,31	-2899,31

Portique à surcharge d'exploitation de 5 T

Combinaison considérée	Efforts tranchants aux noeuds des barres					
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
$G + E + N$	-4034,41	-2980,41	-3982	-3982	+2980,41	+2980,41
$G + E + N + T$	-4093,89	-3039,89	-3982	-3982	+3039,89	+3039,89
$G + \bar{V} + E + T$	+1627,92	-1436,40	-734,14	+78,86	+1772,41	+1772,41
$G + \bar{V} + E + T$	-2059,31	-1005,31	-422	+391	+1005,31	+1005,31
$G + \bar{V} + E + R$	+1805,50	-1258,82	-734,14	+78,86	+1554,83	+1554,83
$G + \bar{V} + E + T + \frac{N}{2}$	+1054,80	-2009,52	+578,86	-1234,14	+2167,95	+2167,95
$G + \bar{V} + E + R + \frac{N}{2}$	+1232,38	-1831,94	+578,86	-1234,14	+2167,95	+2167,95
$G + E + N + R$	-3916,31	-2862,31	-3982	-3982	+2862,31	+2862,31

Portique à surcharge d'exploitation de 10 T

Combinaison considérée	Efforts tranchants aux noeuds des barres.					
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
$G + E + N$	-6641,41	-3813,41	-4017	-4017	+3813,41	+3813,41
$G + E + N + T$	-6700,89	-3872,89	-4017	-4017	+3872,79	+3872,79
$G + \bar{V} + E + T$	-4666,31	-1838,31	-457	+521	+1838,31	+1838,31
$G + \bar{V} + E + R$	-4488,73	-1660,73	-457	+521	+1660,73	+1660,73
$G + \bar{V} + E + T + \frac{N}{2}$	-5239,43	-2411,43	+1021	-957	+2233,85	+2233,85
$G + \bar{V} + E + R + \frac{N}{2}$	-5061,85	-2233,85	+1021	-957	+2233,85	+2233,85
$G + E + N + R$	-6523,31	-3695,31	-4017	-4017	+3695,31	+3695,31

CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

I. POUTRES

1. Généralités.

Dans une structure "isostatique" la précontrainte ne développe que des efforts internes (la ligne de précontrainte est confondue avec le câble). Par contre dans une structure hyperstatique, les liaisons surabondantes exercent sur elle des réactions hyperstatiques de précontrainte.

Ces effets appelés aussi "effets parasites" par certains auteurs, vont engendrer une excentricité fictive, d'où la difficulté de tracer la ligne de passage des câbles. (la ligne de précontrainte n'étant pas confondue avec le câble).

Dans notre projet, le bureau d'étude **GUIRAUDIE et AUFFEVE** a donné une solution en évitant les difficultés de calcul et de réalisation par le biais de la préfabrication des éléments constituant le système hyperstatique.

Cette solution nous a permis d'obtenir un système isostatique du point de vue précontrainte.

2. Dimensionnement :

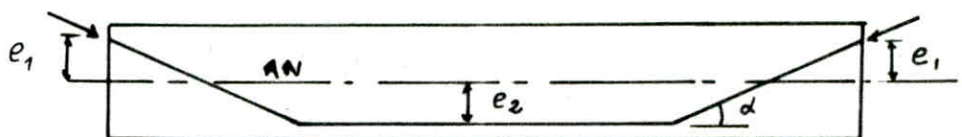
Pour dimensionner un ouvrage, on doit généralement procéder à un prédimensionnement qu'on vérifie par la suite. Dans le cas de la préfabrication, il faut unifier au maximum les dimensions afin d'améliorer le rendement de l'industrialisation.

Notre choix s'est porté sur une section en I ($25 \times 50 \times 7$).

3. Justification du relèvement des câbles.

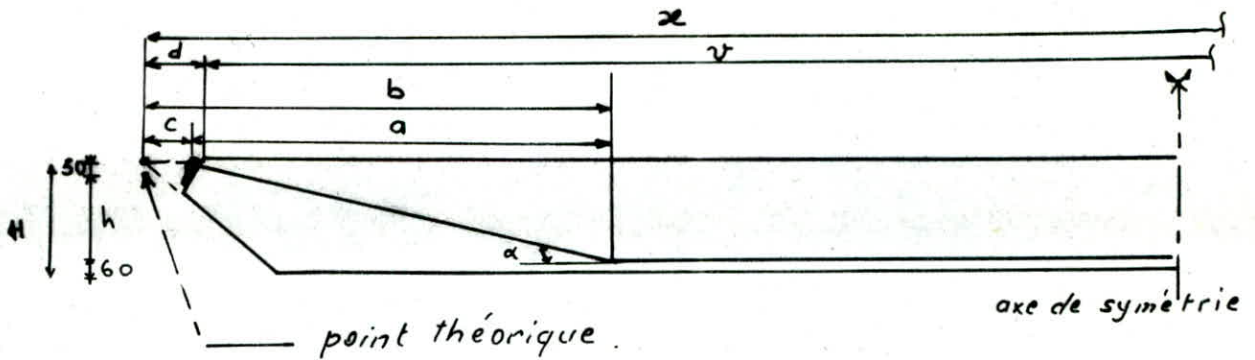
Les charges qui reviennent aux poutres sont uniformément réparties sur la longueur. Donc pour que le tracé des câbles soit utile, il faut prendre la forme du funiculaire des charges appliquées (forme parabolique).

Etant donné la difficulté de réaliser cette forme en précontrainte par prétension, on l'a remplacé par un tracé brisé (trapézoïdal).



Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à haute limite élastique (HLE) de diamètre $\phi 8$. Les aciers seront tirés avant le coulage du béton. On doit donc avoir une longueur des aciers correspondant à chaque élément.

4. Calcul de la longueur des fils.



Définition des côtes :

L : longueur de coupe des fils en mm.

H : hauteur de la panne.

x : longueur théorique (distance entre points théoriques).

b : distance du point théorique à l'axe du guide de fils.

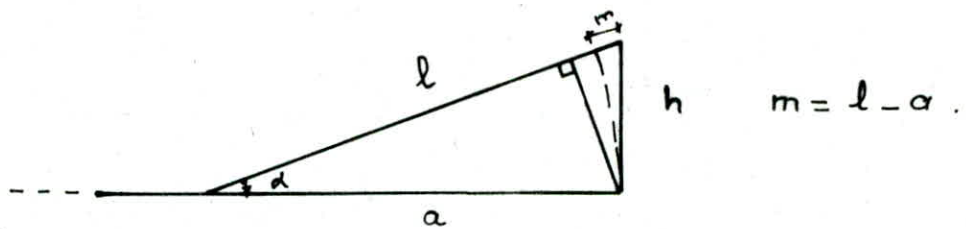
c : constante d'extrémité.

ΔL : allongement des fils dû à la traction appliquée lors de la précontrainte.

r : côte de mesure des éléments.

d : constante de position.

- Détermination de la variation de longueur due à la pente.



$$l \sin \alpha = h$$

$$a \operatorname{tg} \alpha = h$$

avec α petit on aboutit à : $m = \frac{h^2}{2a}$

$$\underline{2m = 2(l - a) = \frac{h^2}{a}}$$

- Raccourcissement du béton (r): c'est le raccourcissement sous l'effet de la libération des efforts de précontrainte.

$$r = \frac{\sigma_m}{E_b} (x - 2c)$$

En connaissant l'allongement dû à la pente dans les fils ($2m$) et le raccourcissement du béton (r), on peut calculer la longueur de coupe des fils (L).

$$L + \Delta L = x - 2c + 2m + r$$

$$\underline{L = x - 2c + \frac{h^2}{a} - \Delta L + r}$$

avec : $x = 20 \text{ m}$.

r : sera déterminé après la détermination de σ_m .

$c = 97,5 \text{ mm}$.

5. Calcul et vérification en flexion.

- Contraintes normales admissibles:

Suivant les recommandations de l'association scientifique de la précontrainte (ASP).

• Béton : en service.

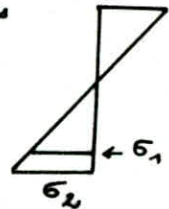
- Classe (1) : $\bar{\sigma} = 0$ $\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28}$

- Classe (2) : - sous charges permanentes : $\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28}$
 $\bar{\sigma} = 0$

- sous charges permanentes et surcharges :
 $\bar{\sigma}' = \sigma'_b$

$\sigma < \sigma_1 = 0,5 \sigma_{28}$ au niveau des armatures
de précontrainte.

$\sigma < \sigma_2 = \sigma_{28}$ au niveau de la
fibre inférieure.



- Classe (3) : sous les charges permanentes, on n'admet aucune traction du béton au niveau des armatures de précontrainte

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28}$$

Les calculs sont effectués en section homogène.

• Béton en phase de construction.

- Contrainte de traction : $\sigma < \bar{\sigma}_j$ (classes I et II)

- Contrainte de compression : calculée comme en BA.
 $\sigma' < 0,6 \sigma'_j$

• Aciers :

$$T_G = T_{mG} - 1,64 \sigma_{TG}$$

$$R_G = R_{mG} - 1,64 T_{RG}$$

avec : T_{mG} : contrainte caractéristique moyenne garantie

σ_{TG} : Ecart quadratique garanti.

R_{mG} : Contrainte de rupture moyenne garantie.

σ_{RG} : Ecart quadratique garanti.

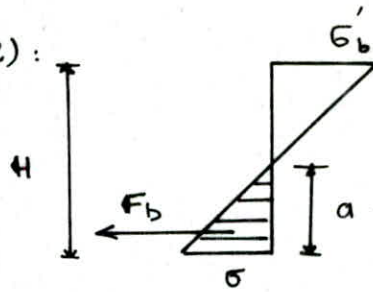
T_G et R \longrightarrow valeurs de calcul.

Les valeurs garanties sont données par les fournisseurs des aciers (HLE) comme suit : $\sigma_m = 135 \text{ kg/mm}^2$
 $R_{mG} = 150 \text{ kg/mm}^2$

$$T_G = 127,5 \text{ daN/mm}^2$$

• Aciers passifs :

- Classe (2) :



$$a = \frac{H \cdot \sigma}{\sigma_b' + \sigma}$$

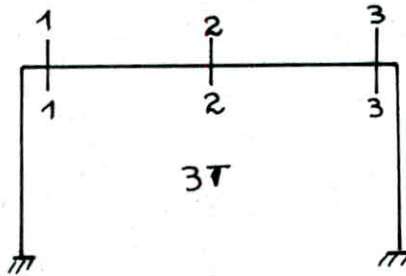
$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5} \sigma_{en}$$

Les armatures doivent équilibrer $\frac{F_b}{2}$

- Classe (3) : Les armatures passives sont déterminées par un calcul effectué comme en B.A (flexion composée)

6. Calcul de la précontrainte :

Nous détaillerons les calculs pour le portique à surcharge d'exploitation de (3T) et on donnera uniquement les résultats pour les deux autres.

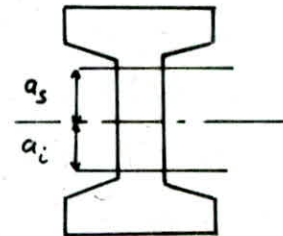


Section (1-1)	$M_{max} = -12805,08 \text{ daN.m}$
	$M_{min} = +2846,44 \text{ ''}$
Section (2-2)	$M_{max} = +16079,59 \text{ ''}$
	$M_{min} = +5636,23 \text{ ''}$
Section (3-3)	$M_{max} = -12805,08 \text{ ''}$
	$M_{min} = +1017,25 \text{ ''}$

• Noyau central.

$$a_s = \frac{i^2}{v_i^2}$$

$$a_i = \frac{i^2}{v_s^2}$$



$$v_i = v_s = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \longrightarrow a_s = a_i = 12,6 \text{ cm.}$$

• Détermination du nombre de fils pour la section (2-2).

On essaye de déterminer le nombre de cables nécessaires de manière à éviter la traction (classe 1).

La force de précontrainte P est donnée par la plus défavorable des formules suivantes :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{a_s + a_i} \quad \text{et} \quad P_2 = \frac{M_{max}}{a_s + v_i - d_i}$$

Pour chaque force on a les excentricités respectives :

$$e_1 = - \frac{a_s M_{min} + a_i M_{max}}{\Delta M} \quad \text{et} \quad e_2 = -(v_i - d_i)$$

On obtient : $P_1 = 41441 \text{ daN}$ avec $e_0 = -25,5 \text{ cm}$.

$P_2 = 52547 \text{ daN}$ avec $e_0 = -18 \text{ cm}$.

d_i : est une valeur qui dépend du nombre de fils choisi.

On a pris $d_i = 7 \text{ cm}$ et on fera éventuellement une correction.

$P_2 > P_1 \rightarrow$ section surcritique.

$$P = 52547 \text{ daN}$$

Pour un fil $\phi 8$ de section $S = 0,5 \text{ cm}^2$, la force de précontrainte est de: $\rightarrow 127,5 \text{ daN/cm}^2$

ce qui donne pour $10 \phi 8 \rightarrow 63750 \text{ daN}$.

et pour $12 \phi 8 \rightarrow 76500 \text{ daN}$.

7. Calcul des pertes de tension.

- Pertes différées:

- Fluage: On évalue la déformation différée à deux fois la déformation instantanée.

$$\epsilon_d = 2 \epsilon_i \quad \epsilon_d = 2 \cdot \frac{\sigma'_b}{E_i}$$

σ'_b : contrainte de compression du béton en service
on prend: 100 daN/cm^2 .

$$E_i = 21000 \sqrt{G'_{28}} = 420000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\epsilon_d = \frac{2 \times 100}{420000} = 4,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_{\text{acier}} = E_0 \cdot \epsilon_d = 4,5 \cdot 10^4 \cdot 2,4 \cdot 10^6 = 9,45 \cdot 10^2 \text{ daN/cm}^2$$

- Retrait: Le retrait dépend de l'humidité, du rapport $\frac{e}{c}$ et du temps.

Dans notre cas on adopte la valeur forfaitaire: $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$.

$$\Delta \sigma_{\text{acier}} = \epsilon_r \cdot E_a = 4,2 \cdot 10^2 \text{ daN/cm}^2$$

- Relaxation des aciers: si un fil d'acier est tendu à une contrainte élevée entre une distance fixe, la contrainte initiale tend à diminuer avec le temps.

$$f_{\infty} = \max \left(11 \left(\frac{\sigma_{pi}}{R_g} - 0,55 \right) \cdot \frac{f_{120}}{100}, 8 \left(\frac{\sigma_{pi}}{R_g} - 0,55 \right) \cdot \frac{f_{1000}}{100} \right)$$

$f_{1000} = 5$: donnée par le fournisseur.

$$f_{\infty} = 8 \left(\frac{127,5}{150} - 0,55 \right) \cdot \frac{5}{100} = 0,12$$

$$\Delta \sigma_R = 0,12 \times 127,5 = 15,3 \cdot 10^2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Sigma \text{ pertes différées} = (15,3 + 4,2 + 9,45) \cdot 10^2 = 2895 \text{ daN/cm}^2$$

Cette perte est de l'ordre de 20%.

- Pertes instantanées :

En prétension ces pertes sont négligées.

- Pas de frottements (fils lisses).
- Pas de pertes à la mise en charge.

Conclusion: Vu que les méthodes de calcul des pertes de tension ne sont pas rigoureuses, on adopte comme valeur des pertes (20%), sans tenir compte des pertes dues aux déviations des fils.

Les forces de précontrainte deviennent :

$$10 \phi 8 = 51000$$

$$12 \phi 8 = 61200$$

Si on prend $12 \phi 8 \rightarrow$ précontrainte totale (classe 1).

Si on prend $10 \phi 8 \rightarrow$ on admet une traction (classes 2-3).

• Détermination du nombre de fils pour la section (1-1) :

$$\begin{aligned} \text{pertes différées} &= (15,3 + 4,2 + 9,45) \cdot 10^2 = 2895 \text{ daN/cm}^2 \\ M_{\max} &= -12805,08 \text{ daN.m} & M_{\min} &= +2846,44 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

M_{\max} et M_{\min} sont de signes différents
 \rightarrow section sous critique.

$$P_1 = \frac{\Delta M}{a_s + a_i} = \frac{12805,08 + 2846,44}{12,2 \times 2} = 62110 \text{ daN.}$$

$$e_0 = 8 \text{ cm.}$$

$$12 \phi 8 = 61200 \text{ daN} < 62110 \text{ daN.}$$

Notre section a été conçue pour $12 \phi 8$

On ne peut donc pas éviter la traction.

D'autre part les conditions d'ancrage nous imposent l'excentricité

• Section (3-3) :

Le calcul est identique à la section (1-1) ainsi que les résultats.

Après les résultats, on est contraints de travailler en classe (2 ou 3).

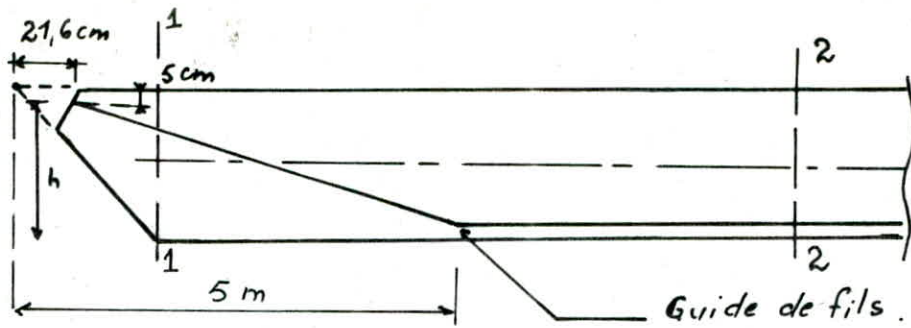
Pour cela on choisit $P = 51000$ ($10 \phi 10$), et on calcule les contraintes afin de déterminer pour chaque section la classe de calcul.

$$\sigma'_{28} = 400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma'_{28} = 31 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 0,5 \times 31 = 15 \text{ daN/cm}^2$$

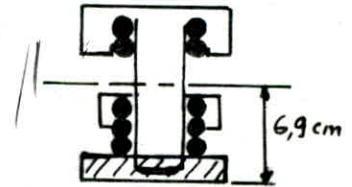
$$\sigma'_6 = \sigma'_{28}$$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{500 - 21,6} \quad \text{avec: } h = 50 - 5 - 6,9$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{50 - 5 - 6,9}{500 - 21,6} = 0,0796 \rightarrow \alpha = 4,55^\circ$$

Detail:



L'excentricité de l'acier équivalent au niveau de la section 1-1 (section rectangulaire) sera :

$$e_{11} = (500 - 50) \operatorname{tg} \alpha - e_{22}$$

$$\text{avec } e_{22} = 25 - 6,9 = 18,1 \text{ cm} \rightarrow e_{11} = 17,7 \text{ cm.}$$

• Contraintes développées par les sollicitations extérieures.

- Section (2-2): En plus des moments, on a un effort normal.

$$N = 1749,31 \text{ daN (compression).}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1749,31}{638} \pm \frac{M \cdot 25 \cdot 10^2}{201256} \quad \text{en daN/cm}^2$$

$$\text{en charge: } (M_{\max}) \cdot \sigma = 2,74 \pm 199,74 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = +202,48 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -197 \text{ "} \end{cases}$$

$$\text{à vide: } (M_{\min}) \cdot N = 1473,4 \text{ daN (compression).}$$

$$\sigma = 2,31 \pm 70 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = +72,31 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -67,70 \text{ "} \end{cases}$$

- Section (1-1): $M_{\max} = 12805,08 \text{ daN.m.}$

$$N = 1749,31 \text{ daN (compression)}$$

$$\rightarrow \sigma = 2,74 \pm 159,06 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -156,32 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = +161,80 \text{ "} \end{cases}$$

$$M_{\min} = 2846,44 \text{ daN.m.}$$

$$N = 1473,4 \text{ daN (compression).}$$

$$\rightarrow \sigma = 2,31 \pm 35,35 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 37,68 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 33,04 \text{ "} \end{cases}$$

- Section (3-3):

$$M_{\max} = 12805,08 \text{ daN.m.}$$

$$N = 1749,31 \text{ daN.}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -156,32 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = +161,80 \text{ "} \end{cases}$$

$$M_{\min} = 1017,25 \text{ daN.m.}$$

$$N = 1473,4 \text{ daN (compression)}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = +14,6 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -10,3 \text{ "} \end{cases}$$

• Contraintes développées par la précontrainte (P, e).

- Section (2-2) $10 \phi 8 \rightarrow 51000 \text{ daN}$, $e = 18,1 \text{ cm}$.

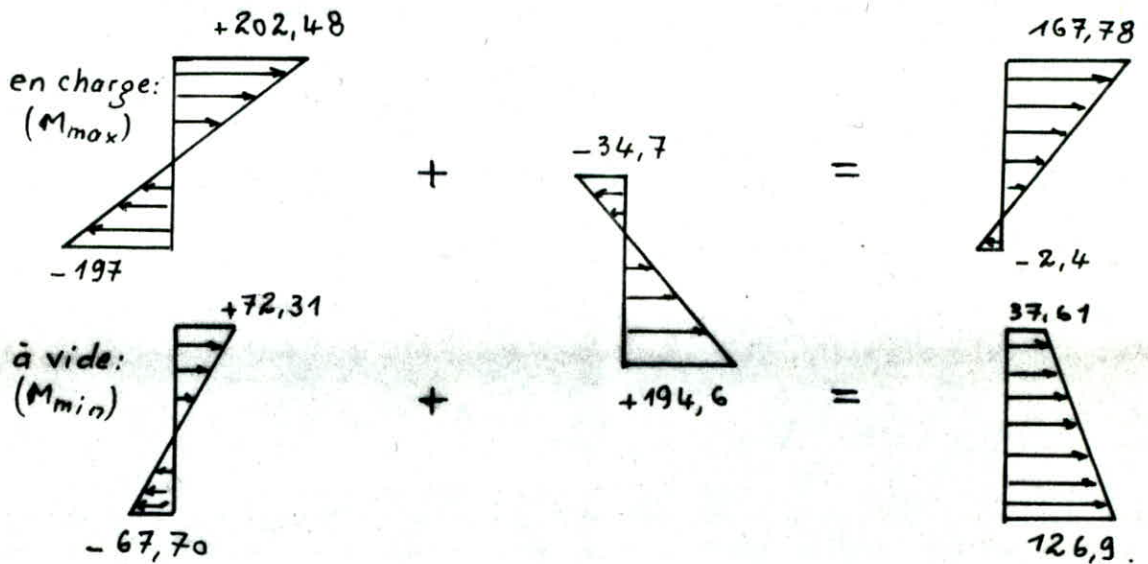
$$\sigma = \frac{51000}{638} \pm \frac{51000 \times 18,1 \times 25}{201.256} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = -34,7 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = +194,6 \text{ "} \end{cases}$$

- Sections (1-1) et (3-3) :

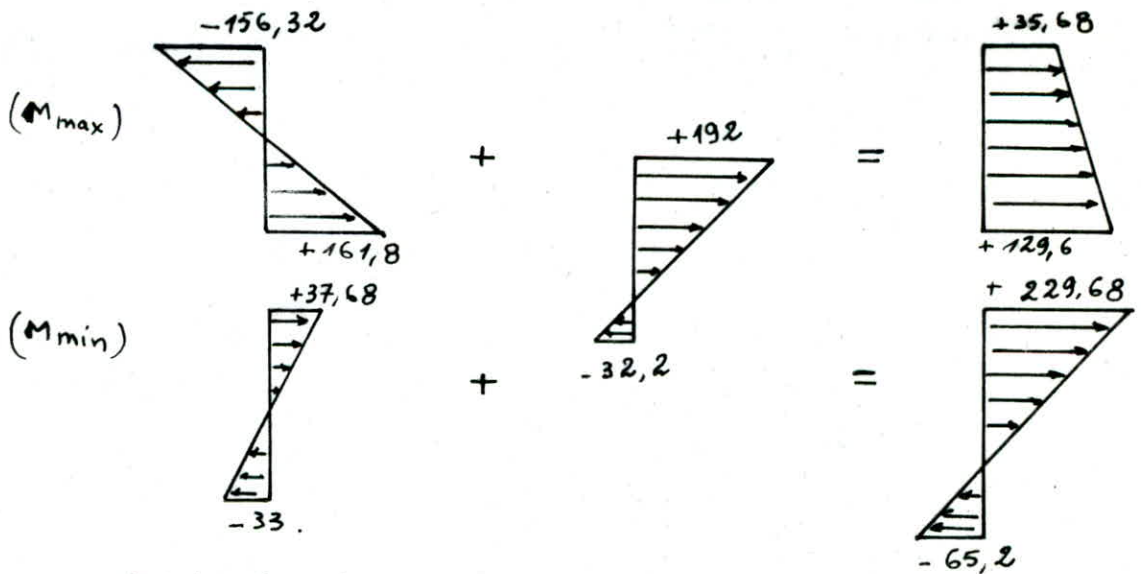
$$\sigma = \frac{51000}{638} \pm \frac{51000 \times 17,7 \times 25}{201256} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 192 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -32,2 \text{ "} \end{cases}$$

• Contraintes résultantes :

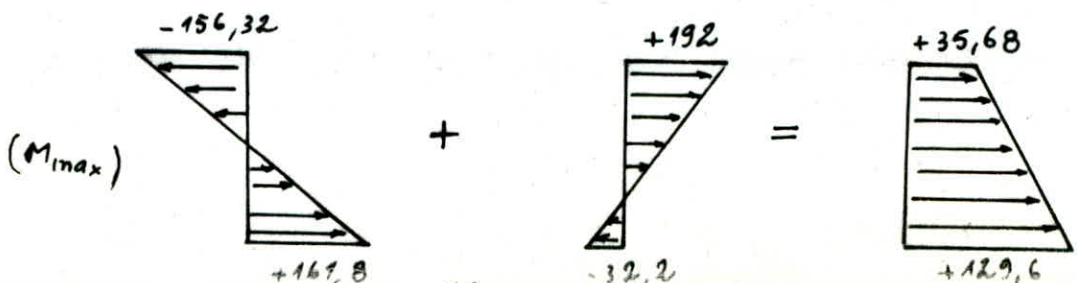
- Section (2-2) :

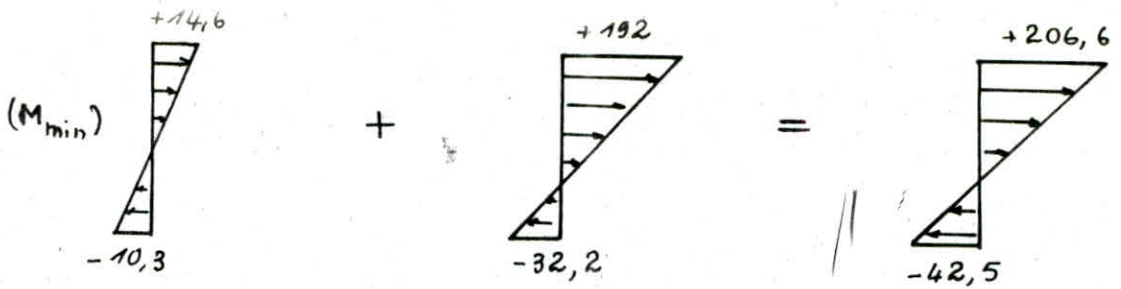


- Section (1-1) :



- Section (3-3) :





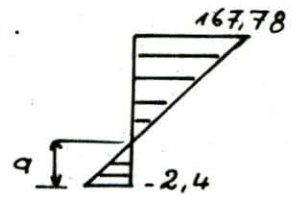
• Discussions:

- Section (2-2) $\sigma' = 167,78 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}' = 0,42 \times 400 = 168 \text{ daN/cm}^2$

fibre la plus tendue: $\sigma = 2,4 \text{ daN/cm}^2 < 31 \text{ daN/cm}^2$ (ASP).

La section sera calculée en classe (2).

$$a = \frac{50 \times 2,4}{2,4 + 167,78} = 0,705 \text{ cm.}$$



La surface tendue étant négligeable on placera des armatures forfaitaires.

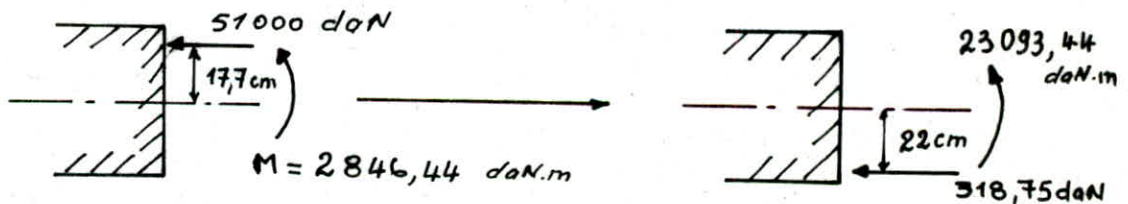
- Section (1-1) et (3-3).

On a: $\sigma > \bar{\sigma} \rightarrow$ les sections seront calculées en classe (3): Béton Armé Précontraint (BAP).

Mais le béton qui entoure les aciers de précontrainte reste toujours comprimé donc pas de risques de fissuration et de ce fait pas de risques de corrosion.

• Calcul des aciers Passifs (complémentaires).

- Section: (1-1).



Si on place des armatures passives à 22 cm de l'axe neutre

$$M_{\text{Total/acier}} = 51000 (17,7 + 22) + 2846,44 = 23.093,44 \text{ daN.m}$$

Force reprise par les aciers:

$$F = \frac{M}{z} - 51000 = 318,75 \text{ daN avec } z = 45,3 \text{ cm.}$$

On placera des aciers HA $\bar{\sigma}_a = 2750 \text{ daN/cm}^2$

$$\rightarrow A = \frac{318,75}{2750} = 0,116 \text{ cm}^2$$

Cette section d'armature est négligeable.

L'ASP (art. 4.22) nous recommande de disposer un pourcentage minimal tel que les aciers reprennent: $\left(\frac{F_a}{2}\right)$

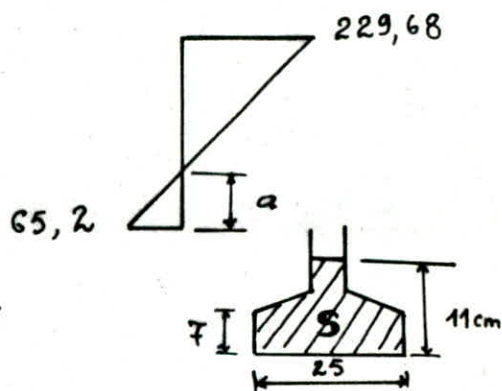
$$a = \frac{50 \times 65,2}{65,2 + 229,68} = 11 \text{ cm.}$$

$$S = 216 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_B}{2} = 216 \times \frac{65,2}{2} = 7041,6 \text{ daN.}$$

$$HA \longrightarrow \sigma_{en} = 4120 \longrightarrow \frac{3}{5} \sigma_{en} = 2472 \text{ daN/cm}^2$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{en}} = \frac{7041}{2472} = 2,85 \text{ cm}^2$$



- Section (3-3): Le calcul est identique avec celui de la section (A-1).

On a obtenu: $a = 8,53 \text{ cm}$ $S = 187,5 \text{ cm}^2$

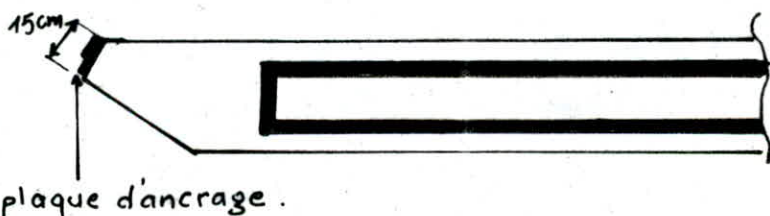
$$F = 187,5 \times \frac{42,5}{2} = 3984,37 \text{ daN.}$$

d'où: $A = 1,61 \text{ cm}^2$.

• Détermination de la longueur des fils.

Elle n'est possible qu'après avoir déterminé certains paramètres:

- Calcul de la contrainte moyenne σ_m :



plaque d'ancrage.

Contrainte au niveau de la plaque d'ancrage:

$$\sigma = \frac{F}{S} = \frac{63750}{25 \times 15} = 170 \text{ daN/cm}^2 \text{ sur } 2 \text{ m.}$$

Contrainte dans la partie en I:

$$\sigma = \frac{63750}{638} = 99,92 \text{ daN/cm}^2 \text{ sur } 18 \text{ m}$$

$$\sigma_m = \frac{99,92 \times 18 + 170 \times 2}{20} = 107 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_j} \quad \text{soit } \sigma_j = 200 \text{ daN/cm}^2 \text{ (au démoulage).}$$

$$E = 296984 \text{ daN/cm}^2$$

$$r = \frac{\sigma_m}{E} (x - 2c)$$

$$r = \frac{107}{296984} (2 \cdot 10^4 - 2 \cdot 97,5) = 7 \text{ mm.}$$

On prend $r = 10 \text{ mm.}$

- Allongement du fil à la mise en tension :

$$\Delta L = \frac{\sigma}{E} (x - 2c).$$

$$\Delta L = \frac{12750 \cdot 19800}{2,1 \cdot 10^6} = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm.}$$

σ étant la contrainte initiale : $\sigma = 127,5 \text{ daN/cm}^2$

$$|h = 38,1 \text{ cm.}$$

$$|a = 500 - 9,7 = 490,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ m} = \frac{h^2}{a} = 30 \text{ mm.}$$

d'où :

$$L = 2 \cdot 10^4 - 195 + 30 - 120 + 15 = 19725 \text{ mm.}$$

$$\underline{L = 19725 \text{ m.}}$$

VERIFICATION A LA RUPTURE PAR FLEXION.

La vérification de la sécurité à la rupture par flexion composée se fait en majorant les sollicitations et en minorant les caractéristiques mécaniques des matériaux (ASP).

• Majoration des charges : (ASP art 4.411)

S_g : charge permanente : 1,4 .

S_p : charge d'exploitation définie par :

$$S_p : S_{p1} + 1,15 S_{p2} + 1,15 S_{p3} \cdot \alpha, \text{ avec :}$$

S_{p1} : surcharge statique

S_{p2} : surcharge variable .

S_{p3} : surcharge dynamique .

α : coefficient dynamique .

On doit vérifier la section sous l'action de la plus défavorable des combinaisons :

$$1,4 S_g + 1,4 S_p \quad \text{et} \quad 0,9 S_g + 1,4 S_p$$

$$0,9 \times 1,4 (S_g + S_p + S_v) \quad \text{et} \quad 1,4 (S_g + S_v)$$

S_v étant la surcharge due au vent .

• Minoration des caractéristiques mécaniques des matériaux:

Résistance à la compression du béton : $\frac{\sigma_{28}}{1,5}$

Résistance de l'acier

actif: $\frac{R_a}{1,15}$
Passif $\frac{\sigma_a}{1,15}$

• Calcul des sollicitations majorées.

- Section 2-2 : $M_g = 7581,23 + 3165 = 10746,23 \text{ daN.m.}$

$S_p = -13948 = -961 \text{ daN.m.} = S_{p3}$

$1,4 S_g + 1,4 S_p = 1,4 (10746,23 - 961) = \underline{13699,322 \text{ daN.m}}$

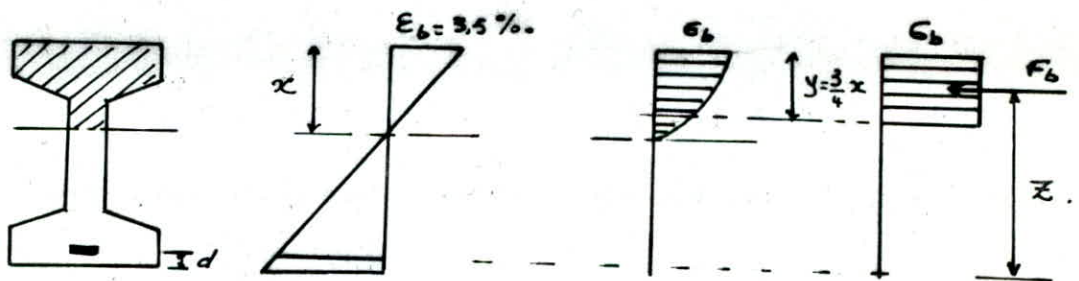
- Section 1-1: $M_g = -4384,44 \text{ daN.m.}$

$S_p = S_{p3} = -523 - 48 = -571 \text{ daN.m.}$

$1,4 S_g + 1,4 S_p = \underline{-4919,44 \text{ daN.m}}$

• Calcul du moment résistant :

On supposera que le diagramme des déformations reste linéaire jusqu'à la rupture.



On définit la force F_b comme étant :

$F_b = F_a + F_p$ avec : F_p : force de rupture des aciers passifs.
 F_a : force de rupture des aciers de précontrainte.

- Section (2-2).

On fera la vérification au niveau de la section la plus défavorable (Section 2-2).

On négligera la contribution des armatures passives.

On se placera ainsi du côté de la sécurité.

$\longrightarrow F_b = F_a$ (précontrainte).

$R_g = 150 \text{ daN/mm}^2 \longrightarrow \frac{R_g}{1,15} = 130,4 \text{ daN/mm}^2$

$F_a = S \cdot \frac{R_g}{1,15} = 0,5 \times 10 \times 130,4 \cdot 10^2 = 65217 \text{ daN.}$

$F_b = S_b \cdot \sigma_b$ avec : $\sigma_b = \frac{\sigma_{br}}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 266 \text{ daN/cm}^2$

$F_b = F_a \longrightarrow S_b = \frac{F}{\sigma_b} = \frac{65217}{266} = \underline{244 \text{ cm}^2}$

S_b : est la section du béton comprimé au moment de la rupture.

- Calcul du bras de levier (\bar{z}).

$$d = \frac{\sum S_i d_i}{\sum S_i}$$

$$S_1 = 25 \times 7 = 175 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_1 d_1 = 612,5 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{(9 \times 2)}{2} \times 2 = 18 \text{ cm}^2$$

$$d_2 = 8 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_2 d_2 = 144 \text{ cm}^3$$

$$S_3 = 244 - 193 = 51 \text{ cm}^2$$

$$d_3 = 10,6 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_3 d_3 = 543 \text{ cm}^3$$

$$\underline{\sum S_i d_i = 1299 \text{ cm}^3}$$

$$\text{d'où : } d = \frac{1299}{244} = 5,3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \bar{z} = \frac{h_t}{2} - d + e_o = 25 - 5,3 + 18,1 = 37,8 \text{ cm}$$

d'où le moment de rupture :

$$M_R = 0,378 \times 65217 = 24652 \text{ daN.m}$$

Au niveau de la section (2-2) :

$$M_{\max} = 13699,32 \text{ daN.m} < M_R$$

→ La section est donc vérifiée.

- Section (1-1) :

$$S_b = \frac{65217}{266} = 244 \text{ cm}^2 \quad d = 5,3 \text{ cm}$$

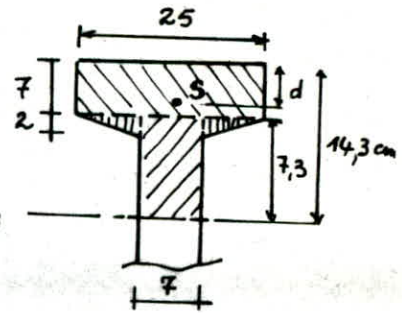
$$\bar{z} = 37,4 \text{ cm}$$

$$M_R = 65217 \times 0,374 = \underline{\underline{-24390 \text{ daN.m}}}$$

$$M_{\max} = 4919,44 < 24390$$

La section est donc vérifiée.

N.B: D'après les recommandations de l'ASP, on envisage uniquement le moment de rupture de l'acier du fait que la rupture a lieu généralement au niveau des aciers avant l'écrasement du béton ($M_{Ra} < M_{Rb}$).



PHASE DE PREFABRICATION

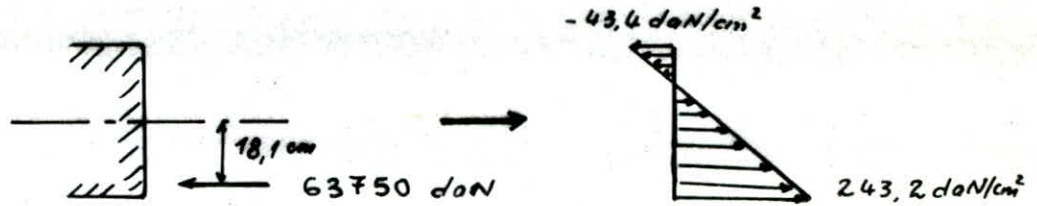
1. Contraintes développées par la précontrainte.

10 ϕ 8

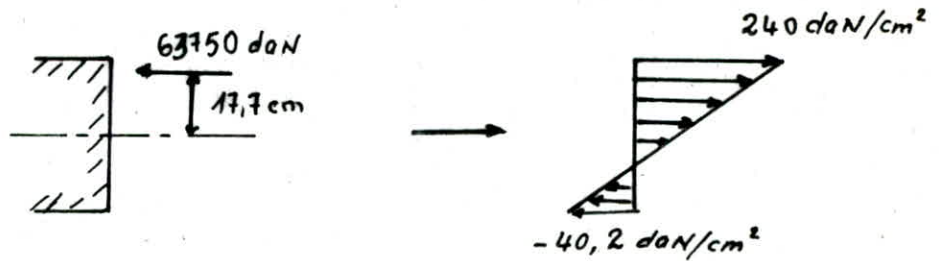
$P = 63750 \text{ daN}$

sans tenir compte des pertes.

- Section 2-2 :



- Sections 1-1 et 3-3.



2. Contraintes développées par les charges extérieures.

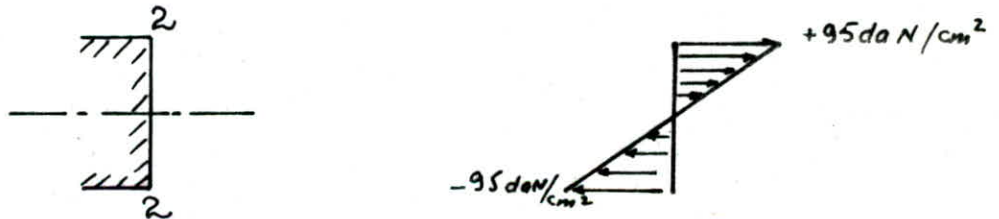
Durant cette phase nous avons uniquement le poids propre de la panne.

$P = 160 \text{ daN/m.l}$

$l = 2000 - 2(21,6) = 19,568 \text{ m.}$

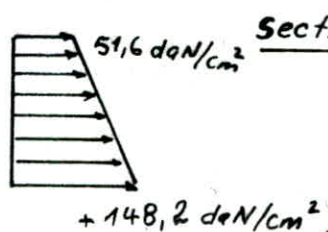
aux extrémités : $M = 0$

en travée : $M = \frac{160 \cdot l^2}{8} = 7658 \text{ daN.m.}$

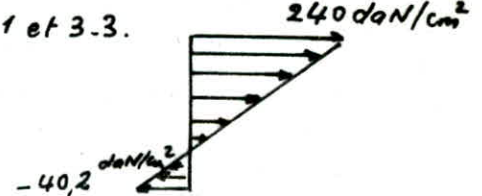


3. Contraintes résultantes.

Section: 2-2.



Section: 1-1 et 3-3.



On constate que les contraintes de compression sont admissibles : $\sigma' \leq \bar{\sigma}' = 0,60 \times 600 = 360 \text{ daN/cm}^2$

Quant aux contraintes de traction, on constate qu'elles dépassent la contrainte admissible. Toutefois nous pouvons admettre ceci vu que la fissuration a lieu au niveau des fibres où il n'y a pas d'armatures, donc pas de risques de corrosion. De plus ces fissures se refermeront immédiatement après la mise en service.

Calcul à l'effort tranchant.

1. Généralités et rappel théorique.

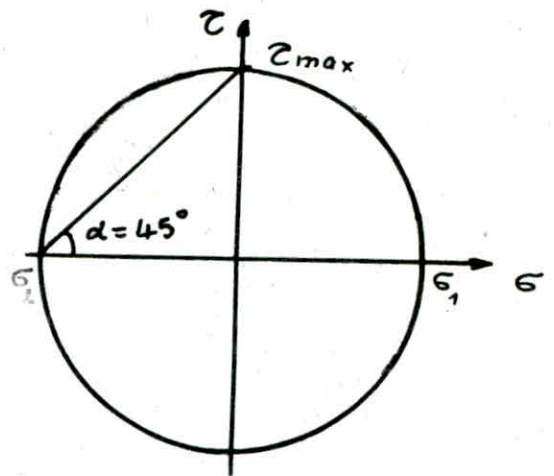
En béton armé et en flexion simple, la contrainte de cisaillement est maximale au niveau de la fibre neutre c'est à dire où la contrainte normale est nulle, par contre les contraintes normales sont maximales sur les fibres extrêmes c'est à dire où la contrainte de cisaillement est nulle.

Dans le béton précontraint, si la contrainte tangentielle est toujours nulle au niveau des fibres extrêmes, la contrainte normale elle n'est pas toujours nulle là où le cisaillement est maximal.

2. Cercles de Mohr :

En flexion simple BA :

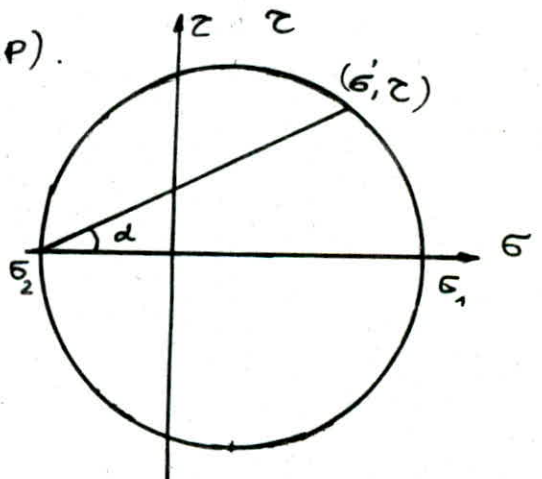
$$|\sigma_1| = |\sigma_2| = |\tau_{xy}|$$



En flexion composée (B.P.).

$$\left| \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma'_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma'^2_x}{4} + \tau^2} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma'_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma'^2_x}{4} + \tau^2} \end{aligned} \right.$$

$$\tan 2d = \frac{2\tau}{\sigma'_x}$$



On remarque que $\sigma_2 < \tau$ et que σ_2 diminue quand σ'_x augmente.

La précontrainte longitudinale permet de réduire la contrainte principale de traction dans le béton.

L'angle d nous indique le plan suivant lequel s'exerce la contrainte de traction la plus grande. D'autre part c'est l'angle que forment les bielles de béton comprimé avec la fibre moyenne de la poutre.

3. Contrainte tangentielle admissible.

La contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}$ est donnée par la formule de CHALOS-BETTELLE

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'_x} (\bar{\sigma}'_x - \sigma'_x) (\bar{\sigma} + \sigma'_x) \quad \text{CHALOS-BETEILLE}$$

avec :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 0,42 \sigma_{28} \\ \bar{\sigma}'_x = 0,42 \sigma'_{28} \end{array} \right\} \text{classe I}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 0,55 \sigma_{28} \\ \bar{\sigma}'_x = 0,55 \sigma'_{28} \end{array} \right\} \text{classe II}$$

σ'_x : contrainte normale au niveau du C.D.G de la section

En classe III : $\tau_b \leq 0,10 \sigma'_{28}$

4 - Evaluation de l'effort tranchant.

L'ASP évalue l'effort tranchant en tenant compte des coefficients suivants :

1,4 pour les charges permanentes. S_p
1,61 pour les surcharges d'exploitation. S_L

- Section 1-1 :

$$1,4 (1510 + 1599) = 4347 \text{ daN}$$

$$1,61 (2400 + 90 - 51) = 3926,79 \text{ daN.}$$

$$1,4 S_p + 1,61 S_L = 8273,79 \text{ daN.}$$

• Effort tranchant dû à la précontrainte :

$$\begin{array}{l} T = -P \sin \alpha \\ \alpha = 4,55^\circ \\ P = 51000 \text{ daN} \end{array} \quad \left| \rightarrow T = 4045 \text{ daN} \right.$$

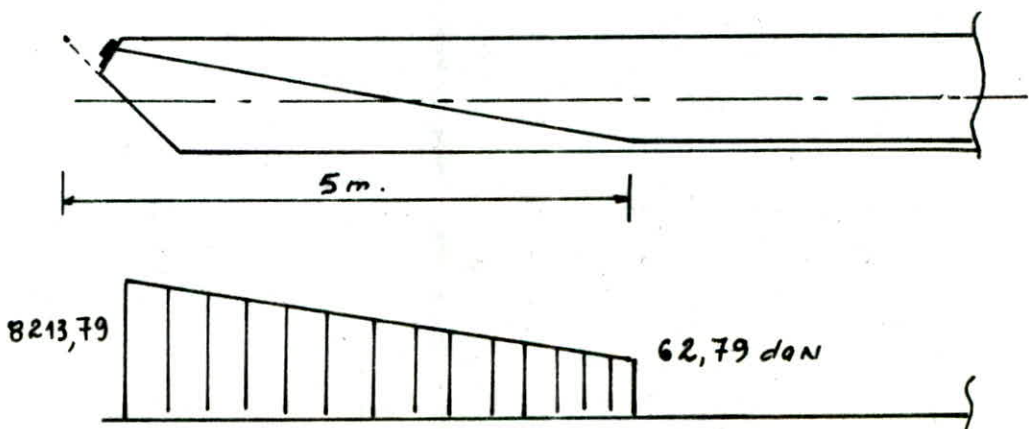
• Effort tranchant réduit : $8273,79 - 4045 = 4228,79 \text{ daN}$

- Section 2-2 :

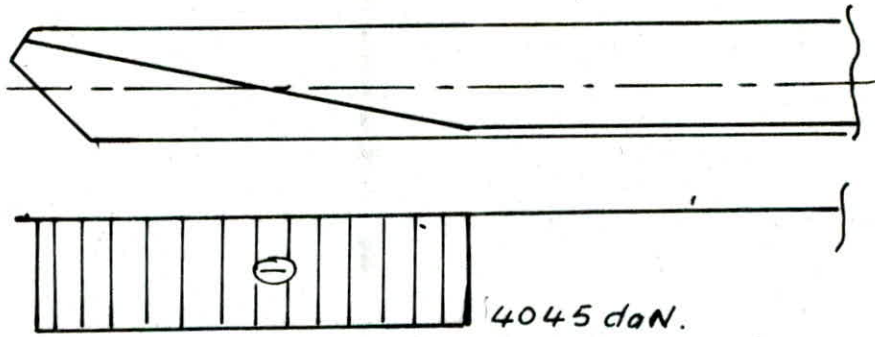
$$1,4 S_p + 1,61 S_L = 1,4 \times 0 + 1,61 \times 39 = 62,79 \text{ daN}$$

• Effort tranchant réduit = $62,79 - 4045 = -3982,21 \text{ daN}$.

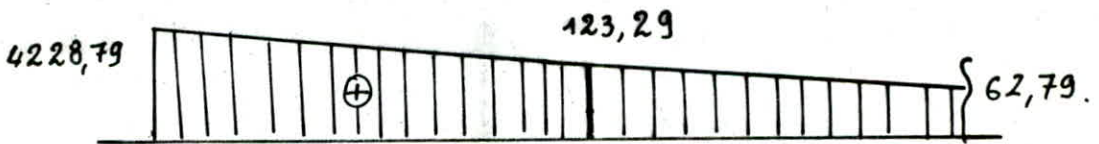
• Effort tranchant dû aux sollicitations extérieures :



• Efforts tranchants dus à la précontrainte :



• Efforts tranchants réduits.



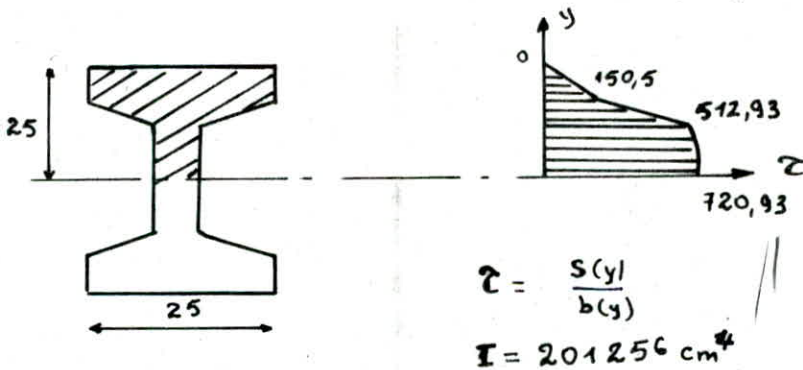
5. Calcul de ferrailage :

• Evaluation de τ pour la section 1-1 :

$$\tau = T_r \cdot \frac{S(y)}{I b(y)}$$

on pose $\frac{T_r}{I} = 1$ et on calcule $\frac{S(y)}{b(y)}$

On dresse un tableau donnant $S(y)/b(y)$.



$$\tau = \frac{S(y)}{b(y)}$$

$$I = 201256 \text{ cm}^4$$

y (cm)	0	7	9	25
$b(y)$ cm	25	25	7	7
$B(y)$ cm ²	0	175	$\frac{175+18+14}{2} = 207$	$\frac{207+112}{2} = 319$
$d(y)$ cm	0	21,5	20,05	15,82
$S(y)$ cm ³	0	3762,5	4150,5	4046,5
$\frac{S(y)}{b(y)}$ cm ²	0	150,5	592,93	720,93

La section étant symétrique, la contrainte τ dans la section inférieure sera également symétrique.

$$\tau_{\max} = \frac{4228,79}{201256} \times 720,93 = \underline{15,15 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13}{168} (168 - 82,34)(13 + 82,34)$$

$$\bar{\tau} = 25,1 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{classe I.}$$

classe I : $\sigma'_x = \frac{229,68 - 65,2}{2} = 82,24 \text{ daN/cm}^2$

classe II : $\bar{\tau} = 32 \text{ daN/cm}^2$

classe III : $\bar{\tau} = 0,10 \times 400 = 40 \text{ daN/cm}^2$.

On vérifie bien que dans tous les cas : $\tau_{\max} < \bar{\tau}$.

On choisit des aciers $\Phi 6$ $A_t = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$

L'espacement "t" est donné par :

$$t = \frac{\sigma_{ak} \cdot A_t \cdot \bar{\tau} \cdot k_1 \cdot k_2}{T_r}$$

avec :

$$\sigma_{ak} = \sigma_{en} = 4120 \text{ daN/cm}^2$$

T_r : effort tranchant réduit.

$$\bar{\tau} = \frac{I}{S} = 40 \text{ cm.}$$

$$k_1 = \frac{1,5(\tau_b)^2 + (\sigma_{28})^2}{2\tau_b + (\sigma_{28})^2}$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{\sigma'_x}{\sigma_{28}} + 1}$$

Ces coefficients tiennent compte de l'inclinaison des bielles.

$$\sigma_{28} = 31 \text{ daN/cm}^2 \quad \tau_b = 15,15 \text{ daN/cm}^2$$

on trouve : $k_1 = 1,26$ $k_2 = 1,91$

d'où : $t = \underline{52,52 \text{ cm.}}$

$$\bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = \frac{400 A_t}{b_0} \cdot \frac{3b_0 + \bar{\tau}}{\bar{\tau}} = 48,8 \text{ cm} \\ t_2 = \min(\bar{\tau}, 3b_0) = \min(40, 21) \end{cases}$$

On prendra : $t = \underline{20 \text{ cm.}}$

Pour la section 2-2 le calcul n'est pas nécessaire car l'effort tranchant est négligeable : $T = 0$.

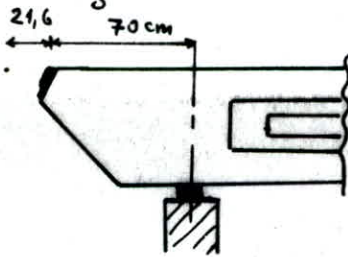
PHASE DE PREFABRICATION.

Durant le stockage des éléments préfabriqués, les poutres seront posées sur des appuis distants de 1,8m des extrémités (au maximum).

Cette distance est limitée dans le but d'éviter la création d'efforts qui peuvent changer le mode de travail auquel la poutre a été conçue.

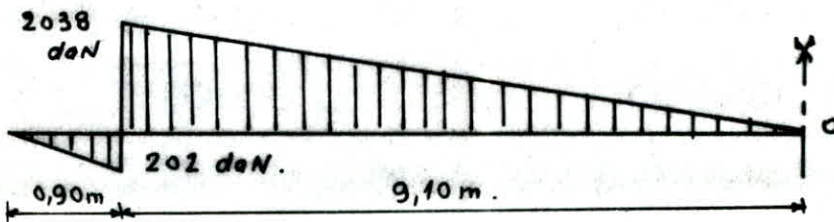
Les conséquences peuvent être :

Le dépassement des contraintes surtout de traction, ce qui entraîne l'apparition de fissures qui constituent un phénomène assez grave.

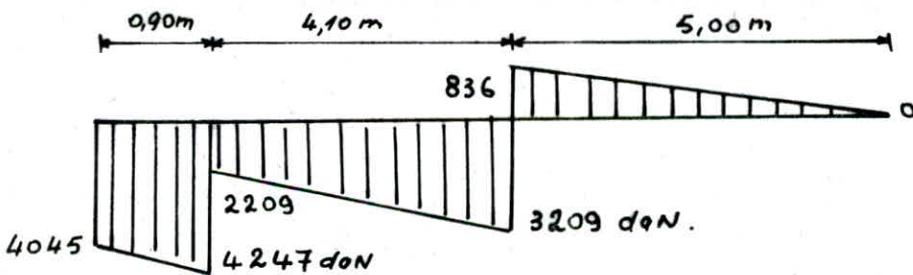


70 cm est une valeur qui doit être donnée par le fabricant.

Les charges appliquées durant cette phase sont :
le poids propre = 160 daN/ml

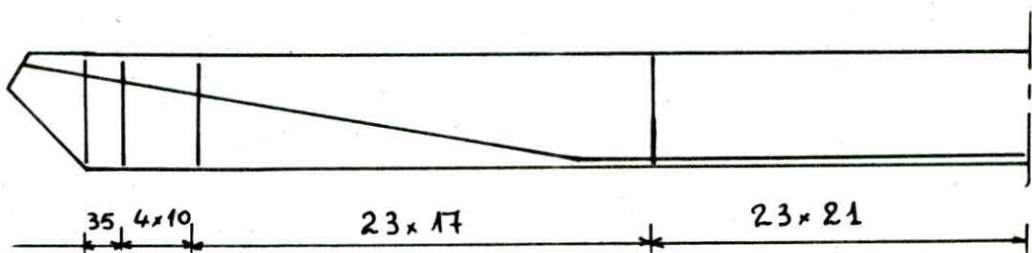


Le diagramme de l'effort tranchant réduit sera :



On constate que l'encastrement et la section calculés en service sont vérifiés pendant la phase de préfabrication.

On choisit le ferrailage standard suivant, valable en respectant les écartements :



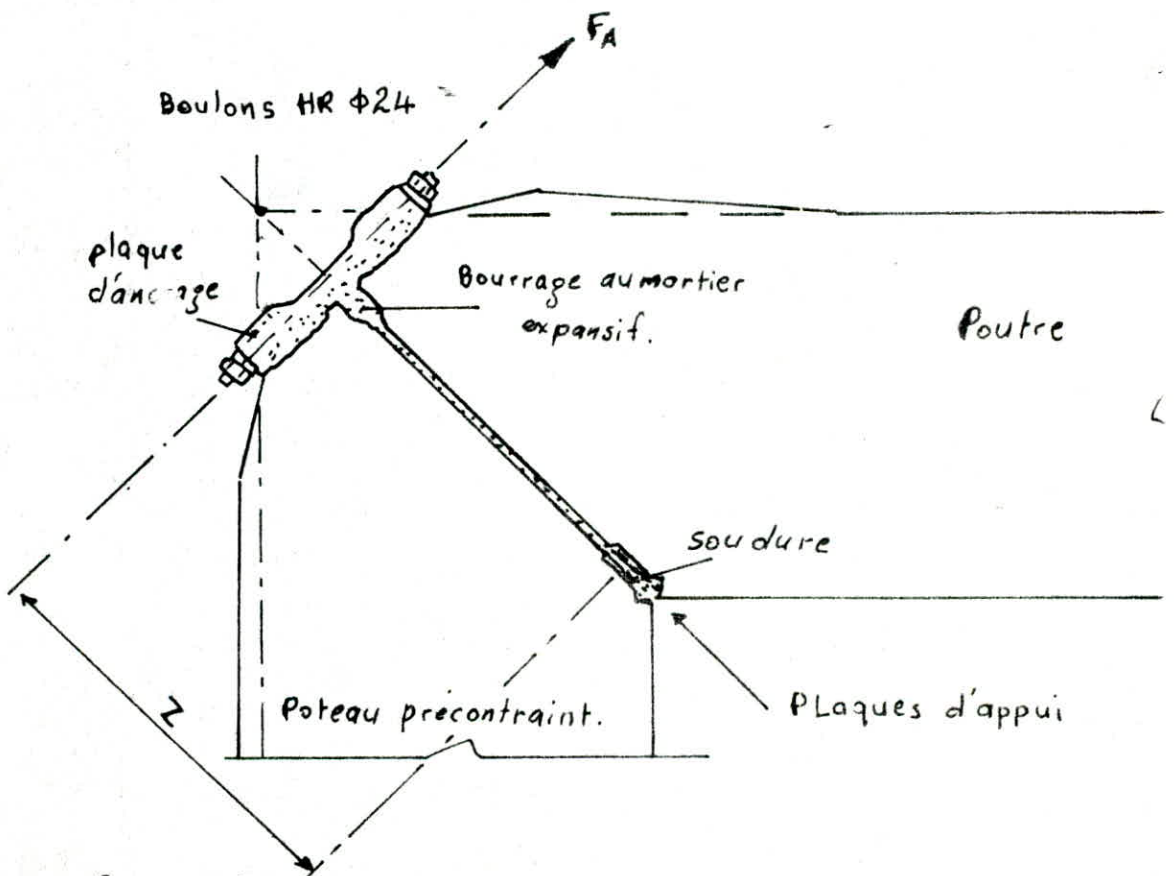
ASSEMBLAGE POUTRE - POTEAU

Le moment d'encastrement est repris par un effort de traction dans les boulons HR et un effort de compression sur les plaques d'appui.

Ces efforts sont inversés si le moment change de signe.

Dans ce cas, la compression est reprise par un bourrage entre poutre et poteau d'un mortier injectable à prise rapide, et la traction par les soudures entre plaques d'appui.

Ces dernières sont ancrées par des plats dans la poutre.



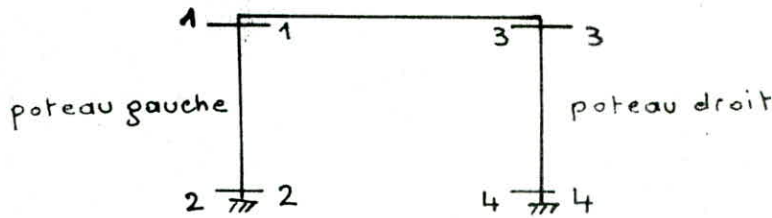
Le procédé présente l'intérêt de pouvoir appliquer un couple de serrage au niveau du nœud de façon à diminuer le moment en travée de la poutre si celui-ci n'est pas admissible. Ce couple de serrage est égal à : $C_1 + C$ où C : est le couple nécessaire à visser sans serrer. On serre le strict minimum pour avoir un nœud hyperstatique. C_1 : est le moment additionnel que l'on doit appliquer en cas où le moment en travée n'est pas admissible afin justement de diminuer ce moment.

Dans le cas de notre bâtiment le problème ne se pose pas en travée donc le serrage se fera uniquement avec le couple (C) .

II - POTEAUX

Nous donnerons les détails de calcul pour les poteaux d'un seul portique (3T)
 Pour les autres portiques, il suffira de préciser les résultats

- Calcul de la force de précontrainte.



Section (1-1) :

$$M_{\max} = -12805,08 \text{ daN.m.}$$

$$M_{\min} = +2846,44 \text{ "}$$

Section (2-2) :

$$M_{\max} = 14671,24 \text{ daN.m}$$

$$M_{\min} = -8718,20 \text{ "}$$

Section (3-3) :

$$M_{\max} = -12805,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{\min} = +1017,25 \text{ "}$$

Section (4-4) :

$$M_{\max} = +14846,77 \text{ daN.}$$

$$M_{\min} = -13080,14 \text{ "}$$

Si on considère la section (2-2) :

On a des moments de signes contraires donc notre section est "sous critique".

$$P = \frac{\Delta M}{a_s + a_r} = \frac{14671,24 + 8718,29}{2 \times 8,83} = 132400 \text{ daN.}$$

$$\text{avec } a_s = \frac{h}{6} = 8,83 \text{ cm}$$

Pour arriver à avoir cette force il nous faut 21 fils HL de $\phi 8$.

Vu le système d'ancrage choisi et les dimensions de la section, il est pratiquement impossible de disposer cette quantité de fils.

On placera donc le maximum de fils autorisé qui est de 12ϕ

$12\phi 8$ nous donnent une force de précontrainte de 76500 daN

Après les pertes de tension : $12\phi 8 \longrightarrow 61200 \text{ daN}$

Etant donné notre choix, on aura à travailler en classe III (B.A.P).

Le calcul des armatures se fera en flexion composée.

- Détermination de l'excentricité des fils :

L'excentricité des fils au niveau de la section supérieure du poteau est bien définie par le système d'ancrage.

Elle est uniquement fonction du nombre de fils.

Contrairement à la section supérieure, la section inférieure aura une excentricité qui sera déterminée en fonction des moments extrêmes en service.

- Poteau de gauche :

L'excentricité dans la section supérieure sera prise égale à $19,5 \text{ cm} = e_1$.

Moments extrêmes en service: $M^+ = 14671,24 \text{ daN.m}$
 $M^- = -8718,29 \text{ daN.m}$.

La détermination de l'excentricité des fils au niveau de la section inférieure se fait de telle façon que les moments extrêmes sous l'effet des sollicitations en service soient égaux.

$$M_{\text{prec}} = -\frac{M^- + M^+}{2} = \frac{14671,24 - 8718,29}{2} = 2976,48 \text{ daN}$$

$$e_2 = \frac{M_{\text{prec}}}{N} = \frac{2976,48}{61200} = 0,0486 \text{ m} = 4,86 \text{ cm}.$$

Moments en service après avoir appliqué la précontrainte :

- section inférieure :

$$M^+ = 14671,24 - 2976,48$$

$$M^- = -8718,29 - 2976,48$$

$$M^+ = M^- = 11694,77 \text{ daN.m}.$$

- section supérieure :

$$M^- = -12805,08 + 61200 \times 19,5 = -871,08 \text{ daN.m}$$

$$M^+ = 2846,44 + 61200 \times 19,5 = +14780,44 \text{ daN.m}.$$

- Poteau de droite : $e_1 = 19,5 \text{ cm}$.

- Section inférieure :

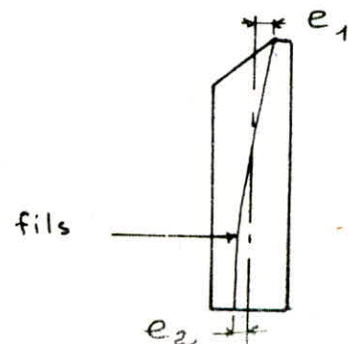
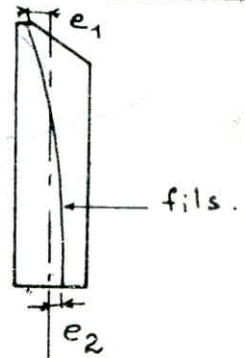
Moments extrêmes en service :

$$M^+ = 14846,77 \text{ daN.m}$$

$$M^- = -13080,14 \text{ "}$$

$$M_{\text{prec}} = \frac{14846,77 - 13080,14}{2} = 883,315 \text{ daN.m}.$$

$$e_2 = \frac{883,315}{61200} = 1,44 \text{ cm}$$



Moments extrêmes après application de la précontrainte:

- Section inférieure:

$$M^+ = 14846,77 - 883,315 = 13963,45 \text{ daN.m}$$

$$M^- = -13080,14 - 883,315 = -13963,45 \text{ daN.m}$$

- Section supérieure:

$$M^+ = 14846,77 + 19,5 \times 61200 \cdot 10^{-2} = +26780,77 \text{ daN.m}$$

$$M^- = -13963,45 + 19,5 \times 61200 \cdot 10^{-2} = -2029,45 \text{ daN.m}$$

FERRAILLAGE

1. Poteau de gauche: (section supérieure).

$$M = 14780,44 \text{ daN.m.}$$

$$N = \underbrace{5556}_{\text{descente de charge}} + \underbrace{61200}_{\text{précontrainte}} = 66756 \text{ daN.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14780,44}{66756} = 22,1 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 8,8 \text{ cm.}$$

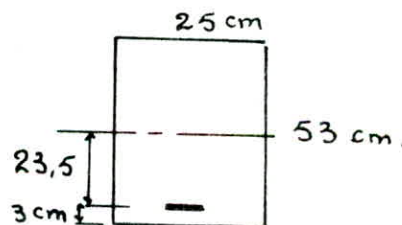
La section est donc partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{2e}{h_t}\right) = 82,62 \left(1 + \frac{2 \times 22,1}{53}\right) = 151,52 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Le calcul se fera d'après la méthode exposée dans l'ouvrage de P. CHARRON (chapitre flexion composée).

. section du poteau:

$$\begin{cases} A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} \\ A'_{fc} = A'_{fs} \end{cases}$$



$$M = 14780,44 + 66756 \times 23,5 = 30468,1 \text{ daN.m}$$

- Calcul de: A_{fs}

$$K = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{151,52} = 18,479$$

Les abaques nous donnent:

$$\bar{\epsilon} = 0,8508$$

$$\mu' = 0,1905$$

$$\bar{\alpha} = 0,4477$$

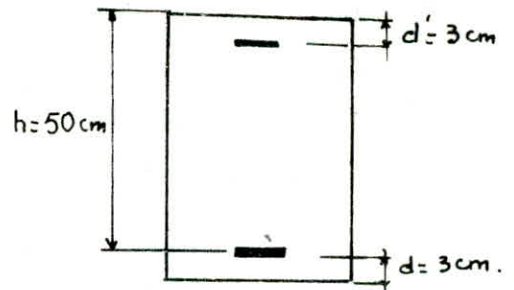
$$M_{rb} = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b h^2 = 0,1905 \cdot 151,52 \times 25 \times (53)^2 \cdot 10^{-2} = 20270,14 \text{ daN.m}$$

$M > M_{rb} \longrightarrow$ Les armatures comprimées sont donc nécessaires.

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d')\sigma_a}$$

$$A = \frac{M_{rb}}{z\bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{\sigma_a(h-d')}$$

avec: $z = \bar{\epsilon} \cdot h$.



$$\sigma'_a = n \cdot \bar{\sigma}'_b \frac{(\bar{\alpha}h - d')}{\bar{\alpha}h} = 15 \cdot 151,52 \frac{(0,4477 \cdot 50 - 3)}{0,4477 \cdot 50}$$

$$\sigma'_a = 1968,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \sigma'_a \cdot \frac{h - \bar{\alpha}h}{\bar{\alpha}h - d'} = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

$$A' = A'_{fs} = \frac{30468,1 - 20270,14}{(50 - 3) \cdot 1968,2} = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_{fs} = \frac{20270,14 \cdot 100}{0,8508 \cdot 50 \cdot 2800} + \frac{10197,96 \cdot 100}{2800(50 - 3)} = 24,77 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} = 24,77 - \frac{66756}{2800} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Etant donné l'inversion des efforts dans les poteaux, le ferrailage doit se faire symétriquement.

4T20 = 12,56 cm² → on adopte donc 4T20 placés symétriquement.

2. Poteau de droite :

$$M = 26780,77 \text{ daN.m.}$$

$$N = 66756 \text{ daN.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26780,77}{66756} = 40,12 \text{ cm}$$

$e > \frac{h_t}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \left(1 + \frac{2e}{h_t}\right) = 82,62 \left(1 + \frac{2 \cdot 40,12}{53}\right) = 207,7 \text{ daN/cm}^2$$

$$M = 26780,77 + 66756 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2} = 42468,43 \text{ daN.m.}$$

$$k = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{207,7} = 13,48$$

$$\rightarrow E = 0,8246, \mu' = 0,2170, \alpha = 0,5263$$

$$M_{rb} = 0,2170 \cdot 207,7 \cdot 25 \cdot (53)^2 \cdot 10^{-2} = 31651,04 \text{ daN.m}$$

$M > M_{rb}$ → Les armatures comprimées sont nécessaires.

$$\sigma_a' = 15 \times 207,7 \left(\frac{0,5263 \times 50 - 3}{0,5263 \times 50} \right) = 2760,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2760,32 \times \frac{50(1 - 0,5263)}{0,5263 \times 50 - 3} = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

$$A' = A'_{fs} = \frac{(42468,43 - 31651,04) \times 100}{(50 - 3) \times 2760,32} = 8,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{fs} = \frac{31651,04 \times 100}{0,8246 \times 50 \times 2800} + \frac{10817,39 \times 100}{2800 \times 47} = 35,64 \text{ cm}^2$$

$$A = 35,64 - \frac{66756}{2800} = 11,8 \text{ cm}^2$$

On placera donc 4T20 = 12,56 symétriquement.

ACIERS TRANSVERSAUX.

Les armatures transversales, ainsi que les contraintes de cisaillement dans une section soumise à la flexion composée sont en principe déterminées en considérant un effort tranchant réduit $T' = \mu \cdot T$ (avec $\mu < 1$).

Dans notre cas on se placera dans la sécurité en calculant les A_t comme si la section était soumise à la flexion simple.

Nous détaillerons les calculs pour le portique choisi précédemment (3T).

On prendra pour le calcul: $T_{\max} = 3909,89 \text{ daN}$ qui est l'effort à la base du poteau.

Nous considérons le même effort tranchant pour les deux poteaux du portique.

On choisit: 2 cadres $\Phi 8$ _____ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{ac}}{T}$$

avec: $z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 50 = 43,75 \text{ cm}$.

et: $\bar{\sigma}_{ac} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2$.

$$t = \frac{2,01 \times 43,75 \times 2800}{3909,89} = 62,9 \text{ cm}$$

On prendra: $t = 60 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{b_0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{avec: } \begin{cases} \bar{\sigma}'_{b_0} = 82,62 \text{ daN/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 6,89 \text{ " " } \\ \bar{\sigma}'_b = 165,24 \text{ " " } \end{cases}$$

$$\longrightarrow \bar{\sigma}_b = 17,23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3909,89}{25 \times 43,75} = 3,58 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$t(\text{admissible}) = \bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h = 10 \text{ cm.} \\ h \left(1 - \frac{0,3}{\sigma_b} \cdot \tau_b\right) = 42,2 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adoptera donc :

2 cadres $\phi 8$ et $t = 40 \text{ cm.}$

• Au niveau de l'encastrement :

On calcule l'espacement t en considérant le couple des forces horizontales.

$$F = \frac{M}{h}$$

où h est la hauteur d'ancrage.

$$M = 14672 \text{ daN.m}$$

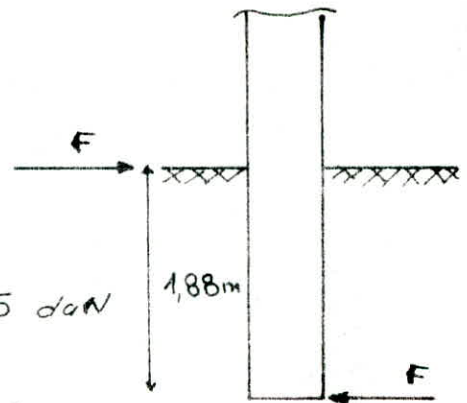
$$h = 1,88 \text{ m.}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{14672}{1,88} = 7804,25 \text{ daN}$$

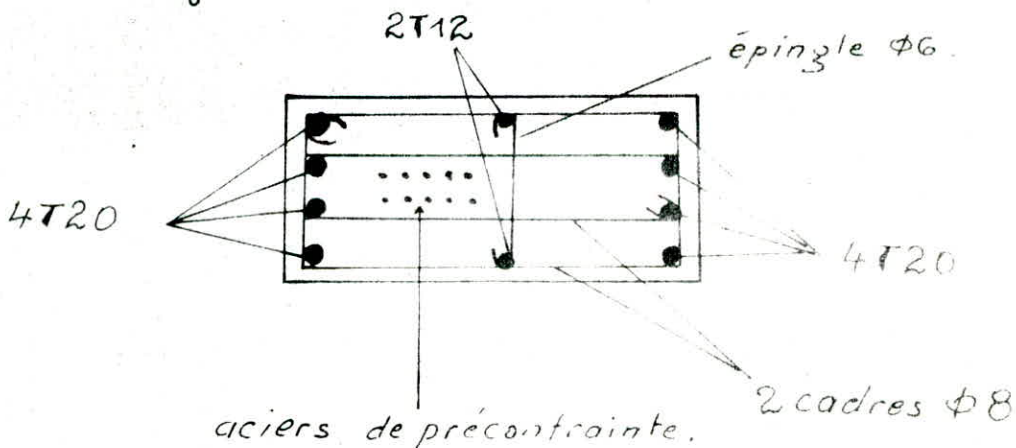
$$t = \frac{2,01 \times 43,75 \times 2800}{7804,25} = 31,5 \text{ cm}$$

finalement on prendra : deux cadres $\phi 8$

et $t = 30 \text{ cm.}$



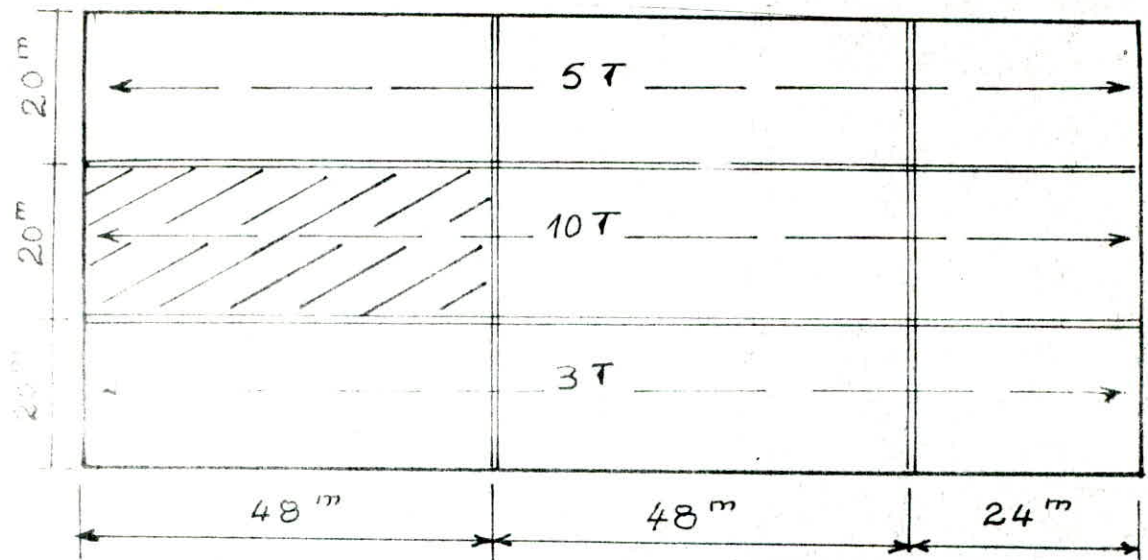
Finalement la section des poteaux dans le portique à surcharge de $3T$ sera :



Remarque: Pour réduire la distance séparant les barres longitudinales, on ajoute des armatures de répartition : 2T12.

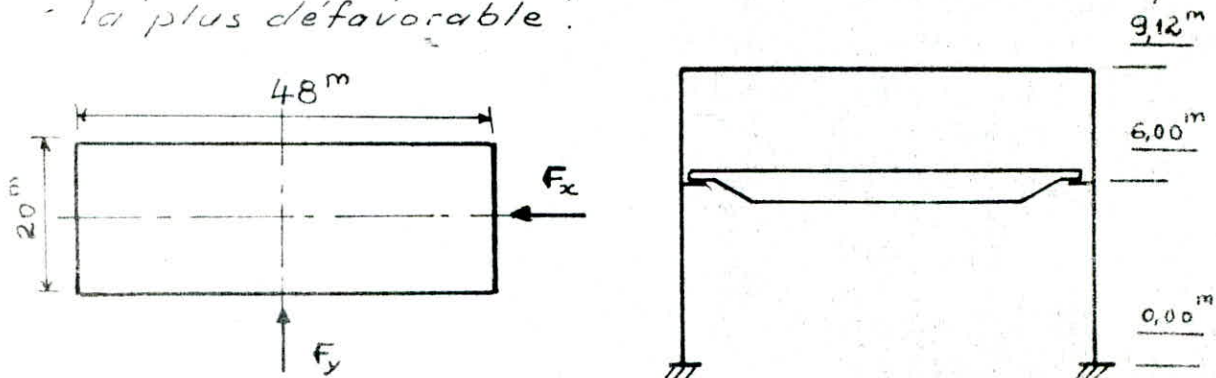
on aura : $22,3 < 25 \text{ cm}$ en zone II d'après les recommandations du CTC

ETUDE AU SEISME



Puisque nous avons une structure à plusieurs blocs séparés par des joints de dilatation, nous ferons l'étude au séisme seulement pour une partie du bâtiment.

On prendra la partie qui donnera l'action sismique la plus défavorable.



Les efforts sismiques F_x et F_y seront calculés respectivement aux niveaux : 6,00 m et 9,12 m (hauteur moyenne des portiques).

1. Actions sismiques.

Le bâtiment sera construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure.

La force latérale totale est donnée par la formule :

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad (\text{RPA 81})$$

1.1. Coefficient d'accélération de zone (A).

Notre bâtiment sera implanté en zone II.

$$\text{d'où : } A = 0,15$$

1.2 - Facteur d'amplification dynamique moyen (D).

D est déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T :

$$T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}} \quad \text{avec : } H = 10 \text{ m.}$$

- Sens longitudinal : $T = \frac{0,09 \times 10}{\sqrt{48}} = 0,130 \text{ s.}$

- Sens transversal : $T = \frac{0,09 \times 10}{\sqrt{20}} = 0,201 \text{ s.}$

Nous avons un sol meuble, d'où :

$$D_t = 2, \quad D_l = 2.$$

1.3 - Facteur de comportement de la structure (B)

Nous avons une structure en béton précontraint contreventée par palées dans le sens longitudinal et par portiques dans le sens transversal.

On prend : $B = \frac{1}{2}$ (RPA 81)

1.4 - Facteur de qualité (Q)

Ce facteur est donné par le RPA 81 selon la formule

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les différentes valeurs des pénalités P_q sont données comme suit :

- $q=1$: Conditions minimales des files porteuses
Critère non observé $P_1 = 0,1$
- $q=2$: Surabondance en plan. Critère observé $P_2 = 0$
- $q=3$: Symétrie en plan. Critère observé $P_3 = 0$
- $q=4$: Régularité en élévation. Critère observé $P_4 = 0$
- $q=5$: Contrôle de la qualité des matériaux
Critère non observé $P_5 = 0,1$
- $q=6$: Contrôle de la qualité de la construction
Critère non observé $P_6 = 0,1$

d'où : $Q = 1 + (0,1 + 0,1 + 0,1) = 1,3.$

1.5 - Evaluation du poids de la construction :

• Poids de la toiture :	
- Pannes (IPE 120)	5 T
- Couverture	24,991 T
	<hr/>
	$F_t = 29,991 \text{ T}$
• Eléments de bardage	2,63 T
• Poteaux	27,189 T
• Poutres	29,6 T
• Consoles (corbeaux)	2,34 T
• Pont roulant	19,5 T
• Poutres du pont roulant	36 T
• Rails	0,96 T
• Surcharge "Q"	10, T
	<hr/>
	$W = 158,21 \text{ T}$

La force latérale totale que l'on distribuera sur les différents éléments de la structure sera :

$$V = 0,15 \times 0,5 \times 2 \times 1,3 \times 158,21 = \underline{30,85 \text{ T}}$$

2 - Distribution des forces latérales

La force latérale doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} = V \cdot \frac{W_k \cdot h_k}{W_{k_1} \cdot h_{k_1} + W_{k_2} \cdot h_{k_2}}$$

avec $F_t = 0$ car $T = 0,201s < 1s$

F_t étant la force concentrée au sommet de la structure

$$W_{k_2} = 29,991 + \frac{27,189 \times 1,56}{9,12} + \frac{2,63 \times 1,56}{9,12} = 39,385 \text{ T}$$

$$W_{k_1} = W - W_{k_2} - \left(\frac{27,189 \times 3}{9,12} + \frac{2,63 \times 3}{9,12} \right) = 109,016 \text{ T}$$

d'où les efforts horizontaux à chaque niveau :

Niveau	Hauteur	W_k	$W_k \cdot h_k$	$\sum_{i=1}^2 W_{ki} \cdot h_{ki}$	F_k
1	6	109,016	654,096	1013,287	19,92
2	9,12	39,385	359,191	1013,287	10,94

3. Répartition des efforts sismiques.

• Effort de translation pour chaque portique.

$$H_i = F_k \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$$

Puisque les 9 portiques sont identiques dans le sens transversal: $\sum I_i = 9I$

d'où: $H_i = \frac{F_k}{9}$

- Niveau ①: 6 m.

$$H_{k1} = \frac{F_{k1}}{9} = \frac{19,92}{9} = 2,213 \text{ T}$$

Chaque poteau reprendra: $H_1 = \frac{H_{k1}}{2} = \frac{2,213}{2} = 1,107 \text{ T}$

- Niveau ②: 9,12 m.

$$H_{k2} = \frac{F_{k2}}{9} = \frac{10,94}{9} = 1,216 \text{ T}$$

Chaque poteau reprend: $H_2 = \frac{H_{k2}}{2} = \frac{1,216}{2} = 0,608 \text{ T}$

4. Calcul des centres géométriques.

• Calcul du centre de gravité.

- Avec ponts roulants.

Remarque: On suppose qu'au cours du séisme, les ponts ne fonctionnent pas et sont situés à l'extrémité du bâtiment.

$$R_{\max} = 10,10 \text{ T}$$

$$R_{\min} = 4,15 \text{ T}$$

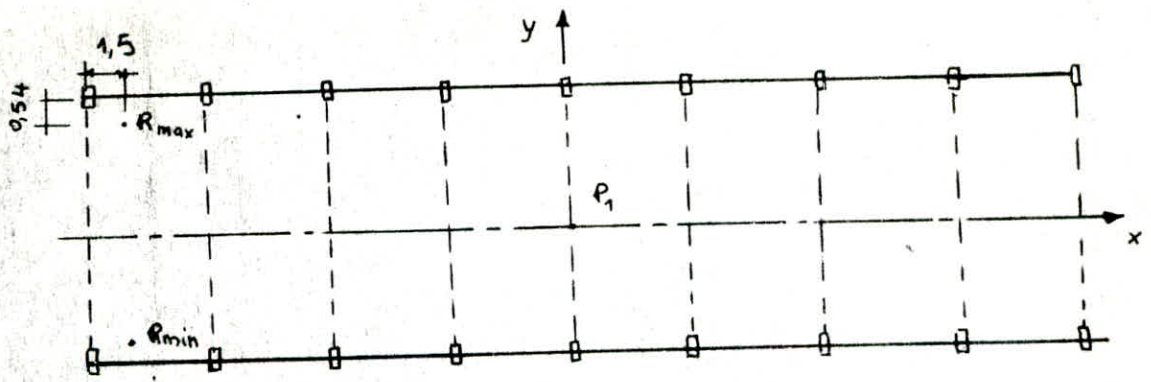
- Sans ponts roulants:

Nous avons considéré que tous les poteaux reprennent la même charge, donc le C.D.G (G_1) est situé au milieu du bâtiment:

$$P_1 = W - P_p = 158,21 - (0,25 \times 10) - 19,5 = \underline{136,21 \text{ T}}$$

$$P_1 = \underline{136,21 \text{ T}}$$

• Centre de gravité de l'ensemble:



• Calcul de G_x :

$$P_1 \cdot x_1 = \sum R_i \cdot x_i$$

$$136,21 \cdot x_1 = (19,5 + 10) x_2 \longrightarrow x_2 = 4,617 x_1$$

$$x_1 + x_2 = 24 - 1,5 = 22,5$$

$$4,617 x_1 + x_1 = 22,5 \longrightarrow x_1 = 4 \text{ m}$$

• Calcul du C.D.G des réactions du pont.

$$y_{Gp} = \frac{R_{max} \cdot y_{max} - R_{min} \cdot y_{min}}{\sum R_i} = \frac{10,1 \cdot 9,46 - 4,15 \cdot 9,46}{10,1 + 4,15}$$

$$y_{Gp} = 3,95 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{P_1 \cdot y_{p1} + \sum R_i \cdot y_{Gp}}{P_1 + \sum R_i} = \frac{136,21 \cdot 0 + 14,25 \cdot 3,95}{136,21 + 14,25}$$

$$y_G = 0,374 \text{ m}$$

d'où le C.D.G : $\longrightarrow G \left| \begin{array}{l} x_G = -4 \text{ m} \\ y_G = 0,374 \end{array} \right.$

• Calcul du centre de torsion.

$$x_c = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}}, \quad y_c = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}}$$

C :

Notre bâtiment étant symétrique $C : \left| \begin{array}{c} 0 \\ 0 \end{array} \right.$

Les forces horizontales ont donc une excentricité par rapport au centre de torsion de : $x = 4 \text{ m}$
 $y = 0,374 \text{ m}$

Le RPA 81 exige de prendre une excentricité égale au maximum des 2 valeurs suivantes :

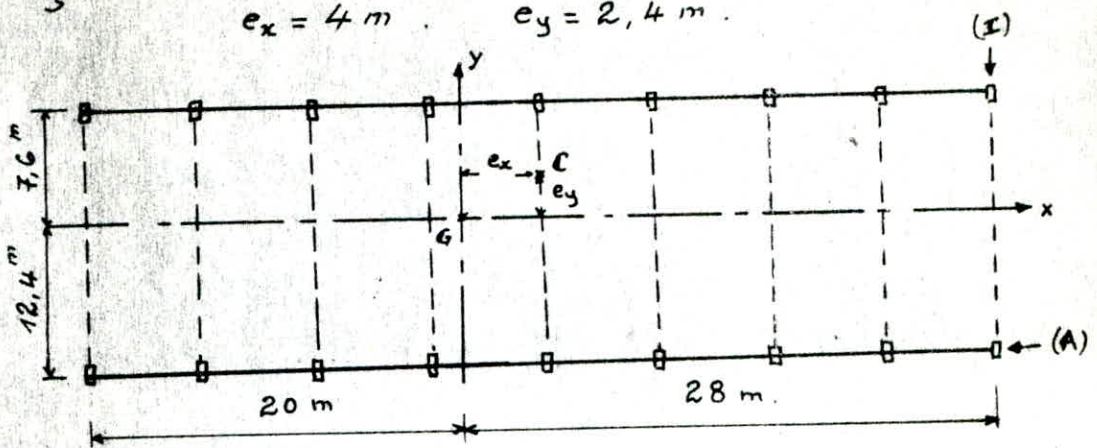
- Excentricité théorique résultant des plans : $\left| \begin{array}{l} x = 4 \text{ m} \\ y = 0,374 \text{ m} \end{array} \right.$

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$\left| \begin{array}{l} x = 5\% \cdot L = 5 \times 48 \cdot 10^{-2} = 2,4 \text{ m} \\ y = 5\% \cdot L = 5 \times 48 \cdot 10^{-2} = 2,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc on prendra en compte une excentricité des forces horizontales par rapport au centre de torsion égale à :

$$e_x = 4 \text{ m} \quad e_y = 2,4 \text{ m}$$



Forces horizontales dues à la torsion.

- Force transversale totale : $H_y = e_x \cdot F_y \cdot [k \cdot I_x \cdot d_i]$

- Force longitudinale totale : $H_x = e_y \cdot F_x \cdot [k \cdot I_y \cdot d_j]$

avec : $k = \frac{1}{\sum I_y \cdot (x_i - x_c)^2 + \sum I_x \cdot (y_j - y_c)^2}$

d_i et d_j étant les distances horizontales séparant les portiques considérés et le centre de torsion.

$$I_x = 25 \cdot \frac{12}{12} \cdot (53)^3 = 310\,160,42 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 53 \cdot \frac{12}{12} \cdot (25)^3 = 69\,010,42 \text{ cm}^4$$

Dans notre cas nous calculerons les efforts sismiques H_y revenant au portique (I) et H_x pour la file (A).

- Forces transversales :

$$H_y = F_y \cdot e_x \cdot (k \cdot \sum I_x \cdot d_i) \quad \text{avec :}$$

$$F_y = \begin{cases} 19,92 \text{ Niveau } \textcircled{1} \\ 10,94 \text{ Niveau } \textcircled{2} \end{cases}$$

$$e_x = 4 \text{ m}$$

$$k = 4 \cdot 10^{-13}$$

$$d_i = 24 \text{ m}$$

$$I_x = 310\,160,42 \text{ cm}^4$$

$$\text{Niveau } \textcircled{1} : H_{1y} = 400 \cdot 19,92 \cdot (4 \cdot 10^{-13} \cdot 2 \cdot 310\,160,42 \cdot 2400) = 3,22 \text{ T}$$

$$\text{Niveau } \textcircled{2} : H_{2y} = 400 \cdot 10,94 \cdot (4 \cdot 10^{-13} \cdot 2 \cdot 310\,160,42 \cdot 2400) = 3,75 \text{ T}$$

- Forces longitudinales :

$$H_x = F_x \cdot e_y \cdot (k \cdot \sum I_y \cdot d_j) \quad \text{avec :}$$

$$F_x = \begin{cases} 19,92 \text{ Niveau } \textcircled{1} \\ 10,94 \text{ Niveau } \textcircled{2} \end{cases}$$

$$k = 4 \cdot 10^{-13}$$

$$e_y = 2,4 \text{ m}$$

$$I_y = 69\,010,42 \text{ cm}^4$$

$$d_j = 12,4 + e_y = 14,8 \text{ m}$$

$$\text{Niveau ①: } H_{1x} = 19,92 \cdot 240 \cdot 4 \cdot 10^{-13} \cdot 9 \cdot 69010,42 \cdot 1480 = 1,76 \text{ T}$$

$$\text{Niveau ②: } H_{2x} = 10,94 \cdot 240 \cdot 4 \cdot 10^{-13} \cdot 9 \cdot 69010,42 \cdot 1480 = 0,80 \text{ T}$$

* Forces longitudinales revenant à chaque palée de stabilité.

On prévoit une palée de stabilité par file.

$$F_{1x} = \left(\frac{F_{1xx}}{2} + H_{1x} \right) \cdot \frac{1}{2} = \frac{19,92}{2} + 1,76 = \frac{11,72 \text{ T}}{2} = \underline{5,86 \text{ T}}$$

$$F_{2x} = \left(\frac{F_{2xx}}{2} + H_{2x} \right) \cdot \frac{1}{2} = \frac{10,94}{2} + 0,80 = \frac{6,27 \text{ T}}{2} = \underline{3,135 \text{ T}}$$

Les deux efforts F_x et F_y sont repris par la palée de stabilité.

* Forces transversales revenant à chaque poteau:

$$F_{1y} = \frac{H_y}{2} + H_{1y}$$

$$\text{avec: } H_y = 3,22 \text{ T} \text{ et } H_{1y} = 1,107 \text{ T}$$

$$\longrightarrow \underline{F_{1y} = 2,717 \text{ T}}$$

$$F_{2y} = \frac{H_y}{2} + H_{2y}$$

$$\text{avec: } H_y = 3,75 \text{ T} \text{ et } H_{2y} = 0,608 \text{ T}$$

$$\underline{F_{2y} = 2,483 \text{ T}}$$

CONTREVENTEMENT

Le comportement du béton précontraint sous l'action des excitations sismiques est assez convenable. Néanmoins certains problèmes se posent dans l'utilisation du BP en zones de forte et moyenne sismicité notamment:

- La difficulté de réaliser des assemblages satisfaisants au niveau des nœuds pour assurer le travail du portique.
- Le comportement du BP au renversement d'efforts.
- La capacité d'absorption d'énergie.
- La faiblesse d'amortissement.

Ce sont donc ces problèmes qui sont rencontrés dans ce procédé de fabrication (Geta) et qui font que le choix du système de contreventement soit difficile.

Ces problèmes ont fait l'objet de plusieurs réunions et rencontres entre le CTC, l'entreprise Française Geta et l'entreprise exploitant le brevet en Algérie (EBA).

Rencontres qui ont abouti à plusieurs recommandations, notamment d'éviter la sollicitation des portiques en béton précontraint en transformant les forces latérales aux palées de stabilité.

La transmission des efforts vers les palées se fait par un diaphragme rigide à paroi mince constitué par la couverture en tôles TN40.

Afin d'assurer ce rôle de transmission (rôle de poutre horizontale), la toiture doit être soigneusement réalisée.

En effet les tôles doivent être fixées aux pannes par des vis auto-taraudeuses très rapprochées.

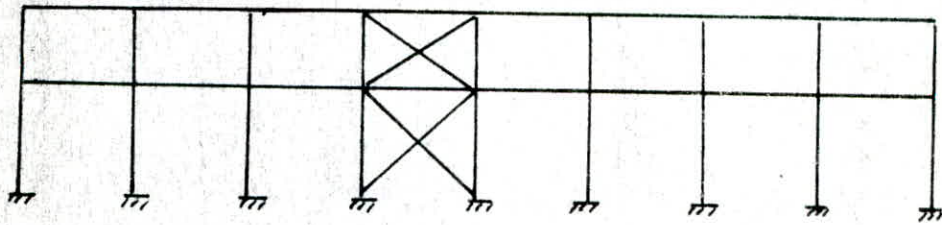
A leurs tour les IPE doivent être bien fixés aux poutres par l'intermédiaire d'échantignoles. Ceci afin que la toiture soit suffisamment raidie pour dissiper l'énergie.

Dans notre cas, vu la présence de ponts roulants dans le sens longitudinal, il est impossible de contreventer par palées dans les deux sens.

Nous sommes donc dans l'obligation de contreventer notre bâtiment par portique dans le sens transversal.

PALEE DE STABILITE

On dispose d'une seule palée de stabilité par file de poteaux.
On adopte une palée de stabilité en croix de St André.



1. Calcul des efforts.

• Efforts dus au séisme :

$$F_{1x} = 5,86 \text{ T} \quad \text{niveau ① à 6 m.}$$

$$F_{2x} = 3,135 \text{ T} \quad \text{niveau ② à 9,12 m.}$$

• Efforts dus au vent :

$$q_n = 56 \text{ daN/m}^2$$

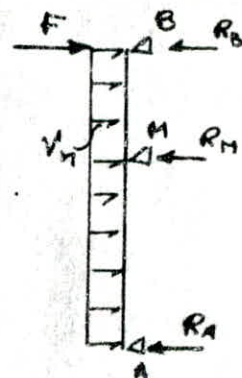
$$V_n = q_n \times 10 = 560 \text{ daN/ml}$$

et $\vec{F} = 560 \text{ daN}$ (force d'entraînement).

$$R_A = 2,54 \text{ T}$$

$$R_B = 3,1 \text{ T}$$

$$R_M = 0,03 \text{ T}$$



• Effort dû au pont roulant :

réaction longitudinale : $H_p = 1,3 \text{ T}$

Les efforts vont s'ajouter aux niveaux ① et ②.

- Niveau ① : la combinaison la plus défavorable :

$$H_1 = \frac{17}{12} (5I + P).$$

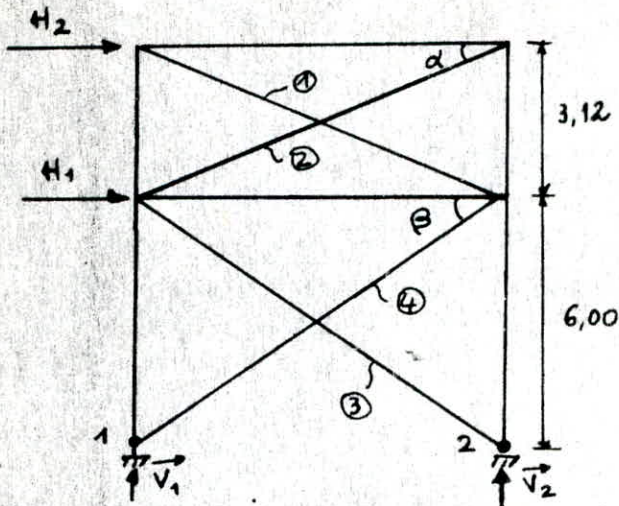
$$H_1 = \frac{17}{12} (5,86 + 1,3) = \underline{10,143 \text{ T}}$$

- Niveau ② : la combinaison la plus défavorable :

$$H_2 = 1,75 V_n = 1,75 R_B$$

$$H_2 = 1,75 \times 3,1 \text{ T} = \underline{5,425 \text{ T}}$$

- Schéma statique.



$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \beta &= \frac{6}{6} = 1 \\ \rightarrow \beta &= 45^\circ \\ \operatorname{tg} \alpha &= \frac{3,12}{6} \\ \rightarrow \alpha &= 27,5^\circ \end{aligned}$$

On suppose que ce sont les barres tendues qui assurent la stabilité, les barres comprimées seront négligées.

$$\begin{aligned} \sum M/1 = 0 &\rightarrow V_2 \cdot 6 = H_2 \cdot 9,12 + H_1 \cdot 6 \\ V_2 &= \frac{H_2 \cdot 9,12 + H_1 \cdot 6}{6} = \underline{18,389 \text{ T}} \end{aligned}$$

$$\rightarrow V_1 = \underline{-18,389 \text{ T}}$$

$$N_4 = \frac{V_1}{\cos \beta} = \frac{18,389}{0,707} = \underline{26 \text{ T}}$$

$$N_1 = \frac{H_2}{\cos \alpha} = \underline{6,116 \text{ T}}$$

2. Dimensionnement des barres tendues.

$$\sigma = \frac{N}{0,8 A_{nette}} \leq \sigma_e \quad A_{nette} \geq \frac{N}{0,8 \sigma_e}$$

condition d'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \leq 300 \quad i_{min} \geq \frac{l_f}{300}$$

- Pour la barre ① :

$$A_{nette} \geq \frac{N_1}{0,8 \sigma_e} = \frac{6,116}{0,8 \cdot 2400} = 3,185 \text{ cm}^2$$

$$i_{min} \geq \frac{600^2 + 312^2}{300} = 2,25 \text{ cm.}$$

On prendra deux cornières à ailes égales accolées :

$$\underline{80 \times 80 \times 8}$$

$$i_{min} = 2,45 \text{ cm}$$

- Pour la barre ④ :

$$A_{\text{nette}} \geq \frac{26000}{0,8 \cdot 2400} = 13,54 \text{ cm}^2$$

$$i_{\text{min}} \geq \frac{600 \sqrt{2}}{300} = 2,83 \text{ cm}$$

On prendra également deux cornières à ailes égales accolées :

$$\underline{100 \times 100 \times 10} \rightarrow i_{\text{min}} = 3,04 \text{ et } A = 33,5 \text{ cm}^2.$$

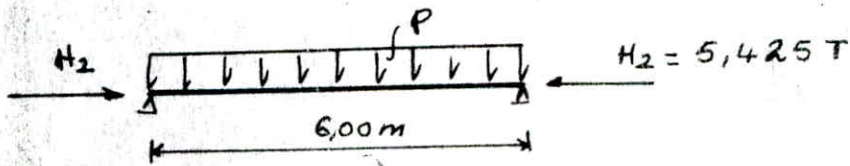
Les attaches entre barres se feront par soudure.

SABLIÈRE

L'effort dû au vent extrême (plus défavorable) est transmis directement par la sablière aux contreventements verticaux.

Elle est soumise à un effort axial en plus de son poids propre.

Elle sera donc calculée en flexion composée.



- Elancement : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} < 300$

$$i_x > \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}.$$

On prendra deux LAP assemblés formant un carré : 80 x 80.

- Elancement réél : $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{6,32} = 95$

- Coefficient de flambement :

$$\lambda_x = 95 \rightarrow K = 1,767 \text{ (art 13.411 - CM66)}.$$

- Contrainte de compression.

$$\sigma = \frac{H_2}{A} = \frac{5425}{21,4} = 253,5 \text{ daN/cm}^2$$

- Contrainte de flexion.

$$M = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{16,8 \times 6^2}{8} = 75,6 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{75,6 \cdot 10^2}{53,6} = 141,05 \text{ daN/cm}^2$$

- Vérification à la résistance.

D'après le CM66 (art. 13.521), on doit vérifier :

$$\frac{\sigma}{\sigma_e} (k \cdot \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e.$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma}{\sigma_e} (k \cdot \sigma + \sigma_f) &= \frac{\sigma}{\sigma_e} (1,767 \times 253,7 + 141,05) \\ &= 633 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

- Vérification à la déformation.

$$f_y = \frac{5 \cdot q_x \cdot l^4}{384 E I_x}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0,168 \times 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 214} = 0,63 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

$$f_y < f_{adm} \quad \longrightarrow$$

Ce profilé est donc admis comme sablière.

FONDITIONS

1. Généralités :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts acheminés par les éléments de la structure (poteaux).

Cette étude n'entre que dans le cadre pédagogique, étant donné que le projet est une étude standard où le sol n'est pas homogène et ses aspects géotechniques varient d'une région à une autre.

On considèrera donc un sol homogène ayant une contrainte de 1,0 bars.

2. Calcul :

IL se fera uniquement pour deux semelles :

- Une semelle isolée sous deux poteaux.
- Une semelle isolée sous un seul poteau.

La méthode adoptée est la "méthode des massifs" qui considère que l'encastrement du poteau est réalisée par le massif qui va prendre une hauteur suffisante.

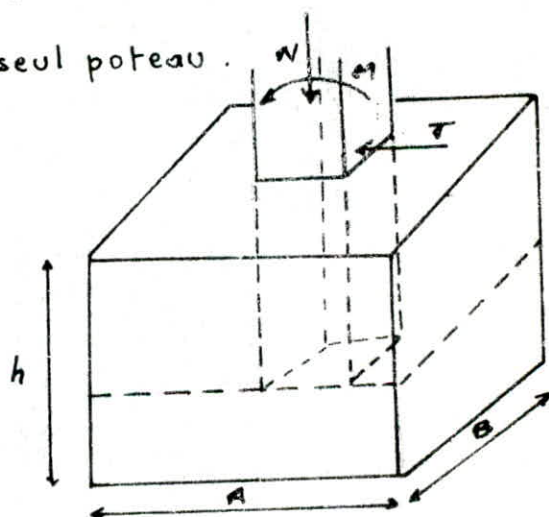
2.1 - Semelle isolée sous un seul poteau.

Les sollicitations sont :

$$M = 21212 \text{ daN.m}$$

$$N_{\max} = 20400 \text{ daN.}$$

$$N_{\min} = 3560 \text{ T}$$



• Coffrage :

$$\frac{N}{A \cdot B} \leq 1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{53}{25} = 2,12 \longrightarrow A = 2,12 B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{2,12}} \longrightarrow \begin{cases} B \geq 0,98 \text{ m} \\ A \geq 2,07 \text{ m.} \end{cases}$$

Nous prendrons :

$$\begin{cases} B = 1,00 \text{ m} \\ A = 2,05 \text{ m} \\ h = 1,8 \text{ m.} \end{cases}$$

La vérification du massif se fait par la méthode de LAZARD (Annales ITBTP janvier 1955)

Moment limite du massif :

$$M_{rup} = 27,43 \cdot M_B^{2/3}$$

$$\text{avec } M_B = k_1^a \cdot B \cdot N_{min} + k_2^a \cdot \Delta \cdot A \cdot h^3$$

Δ étant la masse volumique du massif.

$$k_1'' = 0,5136 - \frac{0,175}{0,54 + \frac{A}{B}} = 0,446$$

$$k_2'' = \left[2,8 - \frac{96,5}{68,5 + 3,375 \left(\frac{N}{10 \Delta \cdot A \cdot B^2} \right)} \right] \times \left(1 + 0,45 \frac{B}{A} \right)$$

$$k_2'' = 1,4043 \times 1,2195 = 1,759$$

$$M_B = 0,446 \times 1 \times 3560 + 1,759 \times 1800 \times 2,05 \cdot (1,8)^3$$

$$M_B = 39441,58 \text{ daN.m.}$$

$$M_{rup} = 27,43 \cdot (39441,58)^{2/3} = 31783,03 \text{ daN.m.}$$

$$M = 21212 \text{ daN.m} < M_{rup}$$

- Coefficient de sécurité :

$$f = \frac{31783,03}{21212} = 1,5$$

• Ferrailage du massif :

Afin de faire travailler le massif en flexion, il faut l'armer de façon qu'il reprenne les couples de forces déduites de l'application du moment extérieur.

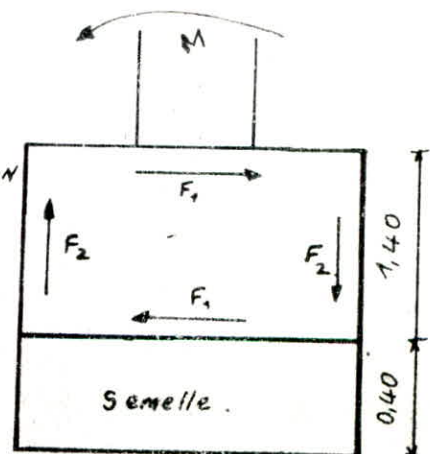
- Armatures horizontales :

$$\text{bras de levier: } l = 1,40 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{M}{l} = \frac{21212}{1,4} = 15151,42 \text{ daN}$$

$$A = \frac{F_1}{\sigma_{en}} = \frac{15151,42}{2800} = 5,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \underline{4T14} = 6,15 \text{ cm}^2$$



- Armatures verticales.

bras de levier: $l' = 1,00 \text{ m}$

$$F_2 = 21212 \text{ daN} \longrightarrow A = \frac{21212}{2800} = 7,57 \text{ cm}^2$$

On adopte: $\underline{4T14 + 2T12 = 8,41 \text{ cm}^2}$

• Ferrailage de la semelle.

$$N = 20400 + 1800 \times 2,05 \times 1 \times 1,8 = 27042 \text{ daN.}$$

$$A = \frac{F_0}{\sigma_a} \quad \text{avec:} \quad F_0 = \frac{Q(A-a)}{8h} \quad \text{et} \quad N = Q$$

$$A_x = \frac{(A-a)Q}{8h \cdot \sigma_a} = \frac{(2,05 - 0,53) 27042}{8 \cdot 0,40 \times 2800} = 4,59 \text{ cm}^2$$

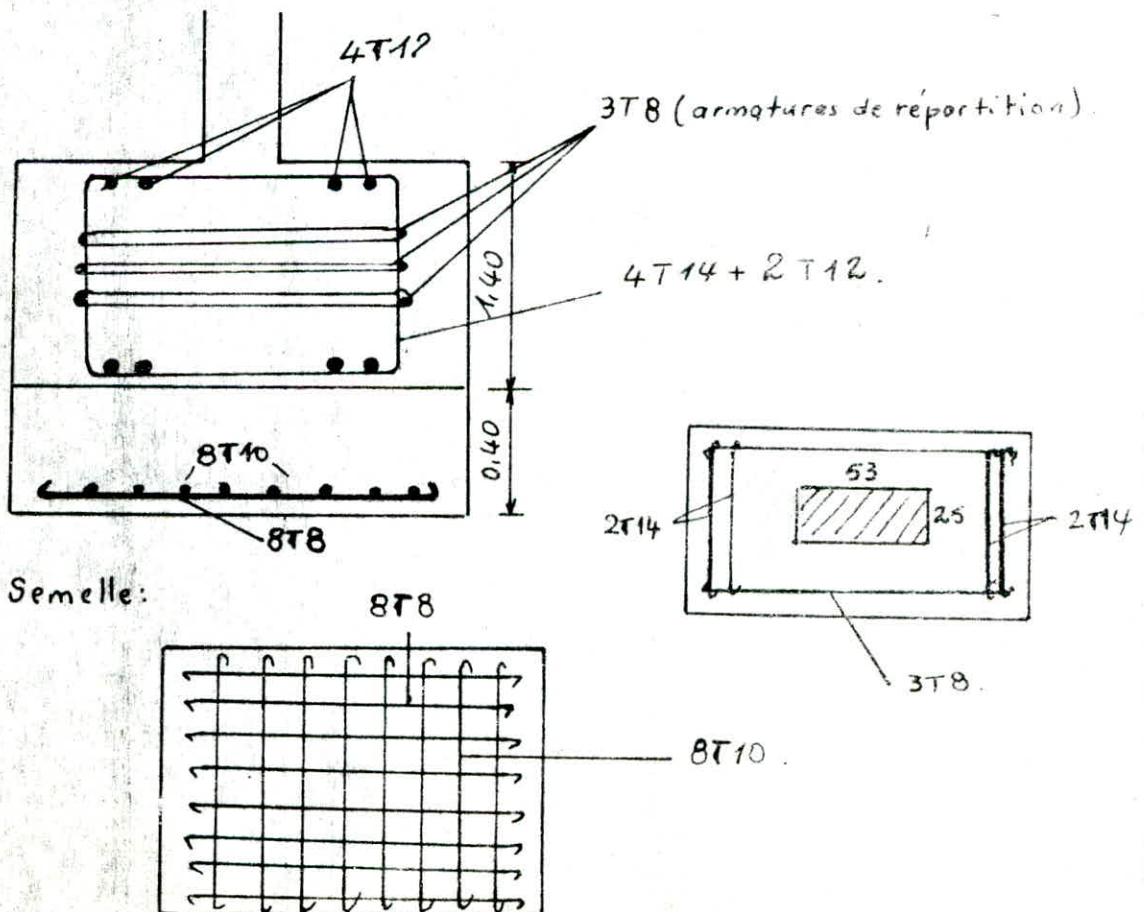
$$A_y = \frac{(B-b)N}{8h \sigma_a} = \frac{(1 - 0,25) \cdot 27042}{8 \cdot 0,40 \times 2800} = 2,26 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant:

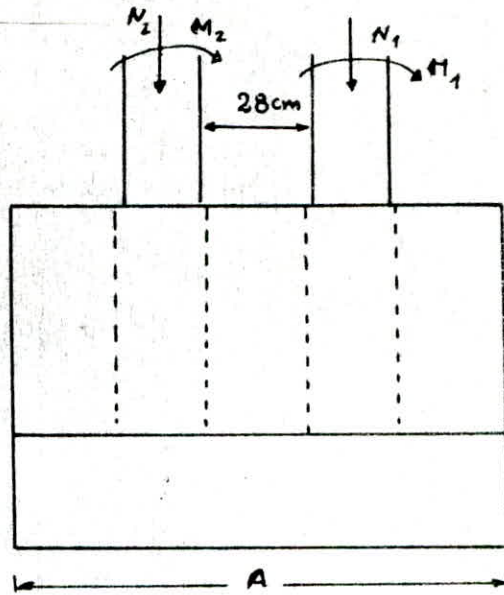
$$A_x: \quad 8T10 = 6,28$$

$$A_y: \quad 8T8 = 4,01$$

• Schéma du ferrailage.



2.2. Semelle isolée sous deux poteaux :



$$N_1 = 20,4 \text{ T}$$

$$N_2 = 15,33 \text{ T}$$

$$M_1 = 21,212 \text{ T.m}$$

$$M_2 = 27,936 \text{ T.m}$$

• Coffrage :

$$\frac{N}{AB} \leq 1 \quad \text{avec } N = N_1 + N_2$$

$$B \geq \frac{N}{2,12} \quad B \geq 129,7 \text{ cm}$$

$$A \geq 275 \text{ cm}$$

On prendra :

$$\begin{cases} B = 1,30 \text{ m} \\ A = 2,80 \text{ m} \\ h = 1,80 \text{ m} \end{cases}$$

Pour ce qui est du calcul du moment de rupture, nous avons pris :

$$N_{\min} = N_{1\min} + N_{2\min}$$

Nous avons obtenu un moment de rupture égal à :

$$M_{\text{rupt}} = 40275,5 \text{ daN.m}$$

• Ferrailage du massif.

- Armatures longitudinales.

$$F_1 = \frac{M_1 + M_2}{l} = \frac{21212 + 27936,24}{1,4} = 35105,88 \text{ daN}$$

$$A = \frac{F_1}{\sigma_a} = 12,54 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$F_2 = \frac{49148,24}{1,3} = 37806,33 \text{ daN}$$

$$A = \frac{F_2}{\sigma_a} = 17,55 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage de la semelle.

Les deux poteaux étant proches l'un de l'autre, nous calculerons le ferrailage de la semelle par la méthode des bielles en considérant l'effort normal résultant des deux poteaux.

$$N = N_1 + N_2 = 20,4 + 15,33 = 35,73 \text{ T}$$

$$A = \frac{F_0}{\sigma_a} \quad \text{avec : } F_0 = \frac{Q(A-a)}{8h} \quad \text{et } N = Q.$$

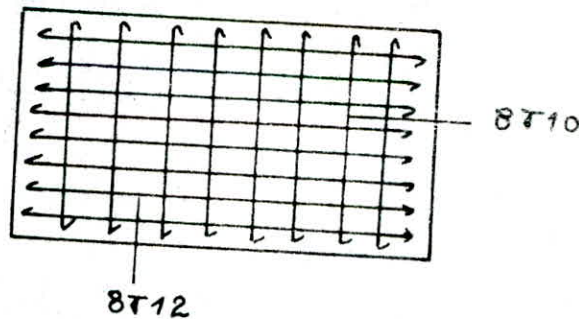
$$A_x = \frac{Q(A-a)}{8h \cdot \sigma_a} = \frac{35,73 \cdot 10^3 (2,8 - 0,53)}{8 \cdot 0,40 \cdot 2800} = 9,045 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{N(b-b)}{8h \sigma_a} = \frac{35730 (1,3 - 0,25)}{8 \cdot 0,40 \cdot 2800} = 4,185 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_x \rightarrow 8 \text{ T } 12 = 9,05 \text{ cm}^2$

$A_y \rightarrow 8 \text{ T } 10 = 6,28 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage de la semelle :



BIBLIOGRAPHIE

• REGLEMENTS

- Règles Neige et Vent 1965 (UTI).
- Règles CM 66 (UTI).
- Recommandations de l'ASP (association scientifique de la précontrainte) . (1963)
- Règles parasismiques Algériennes (RPA 81) Version 1983 .
- Règles de calcul et de Conception des ouvrages en béton armé (CCBA 68) .

• Ouvrages :

- Les constructions en béton précontraint.
Tomes I et II Y. GUYON
- Calcul et vérification des ouvrages
en béton armé. (CCBA 68) P. CHARON
- Béton précontraint J. FAUCHART
- Le béton précontraint
éléments de calcul J. BARETS
- Stabilité des constructions
Tome . 2. L. GEMINARD et A. GIET
- Pratique du béton précontraint. G. DREUX
- Aide mémoire (résistance des matériaux) J. GOULET
- Annales ITBTP (janvier 55).
- Cours de béton armé Tome II M. BELAZOUGH

