UNIVERSITE D ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE DE COLONIE DE VACANCES
SALLE POLYVALENTE

Proposé et Dirigé par:
ION UNGUREANU
Docteur Ingénieur
Professeur ENPA

Etudié par:
M. DIFFALLAH

PROMOTION 1975

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

CENTRE DE COLONIE DE VACANCES
SALLE POLYVALENTE

Proposé et Dirigé par:
ION UNGUREANU
Docteur Ingénieur
Professeur ENPA

Etudié par:
M. DIFFALLAH

PROMOTION 1975

Que mes parents,
Les Professeurs qui ont contribué à ma Formation,
Monsieur ION UNGUREANU qui m'a guidé dans
mon travail, Mes amis qui m'ont beaucoup encouragés,
Trouvent dans cet ouvrage mes remerciements et ma
profonde gratitude.

INTRODUCTION.

Le sujet qui m'a été proposé par Monsieur ION UNGUREANU, Professeur d'élasticité à l'école nationale polytechnique a pour titre : Salle polyvalente. Cette salle polyvalente possède les plans d'architecture suivants :

Plan N° 1 : Vue en plan.

Plan N° 2 : plan de terrasse.

Plan N° 3 : Coupe a-a, coupe b-b.

Plan N° 4 : Plan de façades.

Elle possède 2 niveaux : un niveau à + 3,90 m et un autre à + 7,50 par rapport au niveau du sol + 0,00. Chaque niveau possède une toiture-terrasse non accessible ce qui revient à considérer comme type de planchers des planchers à corps creux.

La salle polyvalente possède également un joint de dilatation de 2cm à L = 20,935m et on l'a partagée en 2 blocs : Le bloc A et le bloc B. Tous les calculs ont été effectués séparémment suivant chaque bloc. Le bloc A présente un décrochement en élévation. Quant au bloc B, il est constitué d'un seul bloc unique sans décrochement.

L'ossature principale de la salle polyvalente est une ossature à portiques dont le portique principal est le portique PQ2.

La salle polyvalente est située dans la région II sur un site exposé. Dans cette région, on a une faible sismicité ce qui revient à négliger l'influence du séisme et à considérer que l'influence du vent. Tous les calculs effectués sont conformes aux règles du Béton armé : C.C.B.A 68 et aux règles Neige et vent 65.

Pour le portique principal PQ2 on a dressé un programme STRESS, programme qui nous a permis de déterminer tous les efforts en considérant les sollicitations totales pondérées du 1er genre et du 2e genre. On a retenu la sollicitation qui nous donne les effets les plus défavorables.

Pour le sol, des échantillons ont été prélevés et les essais effectués au laboratoire nous ont donné une contrainte admissible de 2 bars pour une profondeur de -2,00 m par rapport au niveau +0,00. On a choisit comme type de fondations des semelles isolées reposant sur du béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sur une épaisseur de 10 cm avec empattement de 10 cm. Les murs extérieurs sont réalisés en briques avec une épaisseur de 25 cm et reposent directement sur les longrines implantées au niveau du sol.

-Plan D'Etude-

1. Étude des Planchers
2. Etude des Poutres
3. Descente de Charges
4. Etude des Portiques
5. Etude des Fondations

Table des Matières

CARACTÉRISTIQUES

DES

MATÉRIAUX

- Contraintes admissibles :

Béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA de classe 325. Contrôle atténué granulats roulés de dimension maximum $Cg = 25$ mm.
Résistances attribuables aux bétons courants : C.C.B.A 68 page 15 art. 9,7.

Dosage (kg/m^3)	σ'_{28} (bars)	σ_{28} (bars)
250.	180.	17,8
300.	230.	20,8.
$\boxed{350.}$	$\boxed{270.}$	$\boxed{23,2.}$
400.	300.	25.

1°) Compression simple :

$\bar{\sigma}'_{bo} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_n$ avec $\alpha = 1$ (classe 325),

$\beta = \frac{5}{6}$ (contrôle atténué)

$\gamma = 1$ (si em ≥ 4 cg) em = épaisseur minimale de la pièce.

$\gamma = \frac{em}{4\,cg}$ (si em < 4 cg)

$\delta = 0,30$ (compression simple)

$\delta = 0,60$ (flexion simple)

$\varepsilon = 1$ (compression simple)

d'où $\bar{\sigma}'_{bo} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 270 = 67,5$ bars.

$\Rightarrow$ $\boxed{\bar{\sigma}'_{bo} = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.}$

2°) Flexion simple :

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_n$ $\Rightarrow$ $\boxed{\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2.}$

3°) Traction :

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_n$

α, β, γ gardent les mêmes valeurs données par le B.A 68 art. 9,4.

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$ pour une sollicitation pondérée du 1er genre.

σ'_n est exprimé en bars. $\Rightarrow$ $\theta = 0,018 + 0,00777 \simeq 0,026$

$\theta = \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}\right) 1,5$ pour une sollicitation totale pondérée du 2e genre.

Si on considère une sollicitation totale pondérée du 1er genre on obtient :

$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,026 \times 270$ $\Rightarrow$ $\boxed{\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2.}$

• Aciers :

1°) Acier doux FeE24 $\Rightarrow \sigma_{en} = 2400\ kg/cm^2$.
σ_{en} = limite d'élasticité nominale en traction.
ρ_a = coefficient de sécurité. $\rho_a = \frac{2}{3}$ pour une sollicitation totale pondérée du 1er genre.
$\sigma_a = \rho_a \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600\ kg/cm^2$

Acier doux FeE24 $\Longrightarrow$ $\boxed{\bar{\sigma}_{at} = 1600\ kg/cm^2.}$

2°) Acier TOR :

FeE40 : Pour $\phi \leq 20$ mm $\Longrightarrow \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2$.
Pour $\phi \geqslant 25$ mm $\Longrightarrow \sigma_{en} = 4000\ kg/cm^2$.

• Compatibilité avec le béton :

On doit avoir $\boxed{\sigma'_{bo} > 20(1 + 1,25\,\psi_d)}$

$\psi_d = 1$ pour les ronds lisses
$\psi_d = 1,5$ pour les H.A.

σ'_{bo} est la contrainte minimale du béton.

$\sigma'_{bo} > 20(1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5$ bars

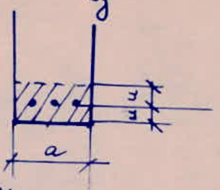
$\bar{\sigma}'_{bo} = 67,5$ bars $> 57,5$ bars
(condition vérifiée).

D'après le C.C.B.A 68, la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimée en bars :

$\sigma_1 = k \dfrac{\eta}{\phi} \cdot \dfrac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f}$
$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\dfrac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

avec ϕ diamètre nominal exprimé en mm de la plus grosse des barres tendues de la section d'enrobage.

$\omega_f = \dfrac{A}{B_f}$. avec $B_f = a \times 2u$.



$B_f = a \times 2u$

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de traction de référence du béton
$k = 1,5 \times 10^6$ si la fissuration est peu nuisible.
$k = 10^6$ si la fissuration est nuisible.
$k = 0,5 \times 10^6$ si la fissuration est dangereuse parce que la pièce est en atmosphère agressive ou parce qu'elle doit assurer une étanchéité
η = coefficient de fissuration. $\eta = 1$ pour les ronds lisses ; $\eta = 1,6$ pour les aciers écrouis Haute adhérence.

• Condition de non écrasement du béton.

En toute partie courbe d'une barre, le rayon de courbure r doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$r \geqslant 0,10\,\phi\,\frac{\sigma_a}{\sigma'_{bo}}\left(1 + \frac{\phi}{d}\right)\mu.$$

ϕ est le diamètre de la barre.

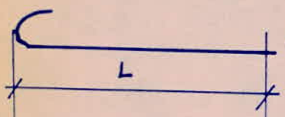
σ_a = contrainte de cette barre à l'origine de la courbe.
$\bar{\sigma}'_{b0}$ = contrainte admissible du béton en compression simple.
d = distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton
$\nu = 1$ si la barre courbée est isolée ou fait partie d'une nappe de barres courbes disposées en 1 seul lit.
$\nu = \frac{5}{3}$ ou $\frac{7}{3}$ pour les barres disposées respectivement en 2 ou 3 lits, les distances entre lits étant supérieures au diamètre utilisé.

. Longueur de scellement droit :

$$\boxed{l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}.}$$

ϕ : diamètre de la barre exprimé en cm.
$\bar{\sigma}_a$: contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\tau}_d = 1,25\, \bar{\psi}_d^2\, \bar{\sigma}_b$.
$\psi_d = 1,5$ pour les aciers HA.
$\psi_d = 1$ pour les ronds lisses.
$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de traction de référence du béton.

La longueur d'ancrage forfaitaire par crochet normal (C.C.B.A 68 page 53)



début d'ancrage.

L = longueur d'encombrement hors crochet.
$L = 0,6\, l_d$ pour les ronds lisses en acier doux.
$L = 0,4\, l_d$ pour les aciers à H-A.

. Ancrage courbe :

$$\boxed{F_B = \psi F_A - \psi' \pi \phi r \bar{\tau}_d}$$

Les valeurs de ψ et ψ' sont données dans les tableaux.

• Tableau récapitulatif des contraintes admissibles dans le béton et l'acier en bars et en Kg/cm^2.

Nuance de l'acier	σ_{en} bars	σ_{en} Kg/cm^2
Acier doux Fe E 24	2350	$\boxed{2400}$
Acier H.A $\phi \leq 20$ mm $\phi > 20$ mm	 4120 3920	 $\boxed{4200}$ 4000

D'où $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200$

$$\boxed{\bar{\sigma}_a = 2800 \ kg/cm^2.}$$

Béton peu contrôlé						
Dosage Kg/m^3	compression simple		Flexion simple ou Flexion composée		contrainte de référence	
	$\bar{\sigma}'_{bo}$		$\bar{\sigma}'_b$		$\bar{\sigma}_b$	
	bars	kg/cm^2	bars	kg/cm^2	bars	kg/cm^2
350	67,5	68,5	135	137	5,8	5,9

ETUDE des PLANCHERS

- POUTRELLES T1 -

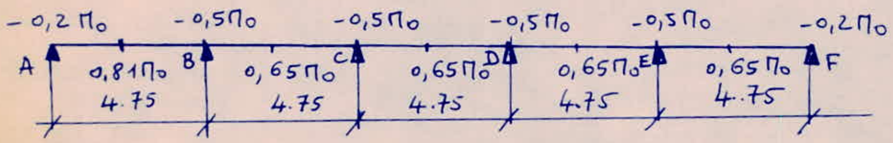
Il existe plusieurs types de planchers. Parmi ceux-ci on distingue les planchers mixtes (acier - béton), les planchers dalles, les planchers nervurés et enfin les planchers à corps creux ; Dans notre étude, nous avons choisi ce dernier type car on a des surcharges modérées.

La salle polyvalente possède un joint de dilatation à L = 20,935 m et sera alors divisée au point de vue calcul en 2 Blocs : le Bloc A et le bloc B. Le plancher de la salle polyvalente comporte plusieurs types de poutrelles : Poutrelles du type T_1 continues à 5 travées égales. Poutrelles du type T_2 à 3 travées inégales. Poutrelles du type T_3 à une seule travée ($l = 5{,}75$ m distance entre nu des traverses des portiques) et enfin les poutrelles du type T_4 à une seule travée ($l = 4{,}70$ m)

<u>Choix du plancher pour les poutrelles du type T_1 :</u>

on doit vérifier la condition suivante : $\boxed{\dfrac{h_t}{l} > \dfrac{1}{15}\dfrac{M_t}{M_0}}$ (1)

<u>Poutrelles du type T_1 :</u>



En appliquant la formule (1) on a $l = 4{,}75$ m.
$M_t = 0{,}81\,M_0$

$$\Rightarrow h_t > \frac{4.75 \times 0{,}81}{15} = 25{,}65 \text{ cm}$$

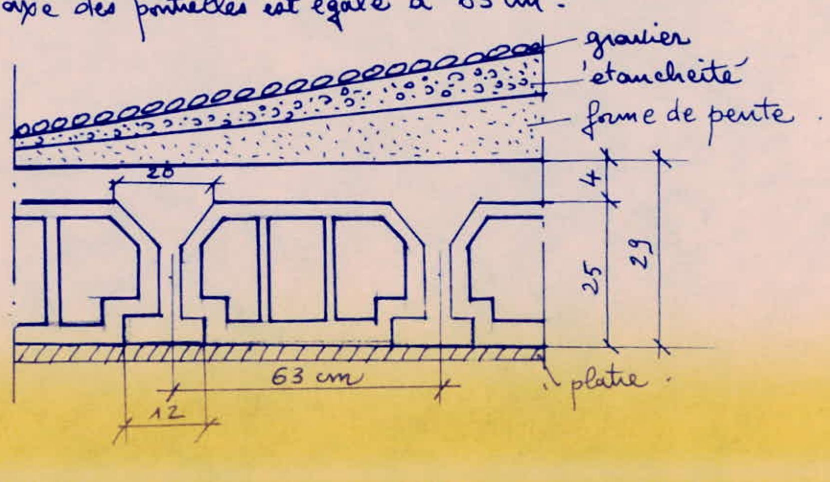
Pour vérifier la condition (1) on adopte un plancher de 25 + 4 d'où la hauteur totale du plancher = 29 cm.

<u>Descente de charges correspondant au plancher 25+4 :</u>

Plancher 25+4	353 kg/m²
Forme de pente (1,5%)	180 kg/m²
Etancheité	30 kg/m²
Plâtre	17 kg/m²
Gravier	100 kg/m²
G :	680 kg/m².

Surcharges P = 100 kg/m² (plancher terrasse à corps creux non accessible)
Surcharges majorées : 1,2 P = 120 kg/m²
Poids total de plancher par m² : $\boxed{P_{25+4} = G + 1{,}2P = 800 \text{ kg/m}^2.}$

La distance entr'axe des poutrelles est égale à 63 cm.

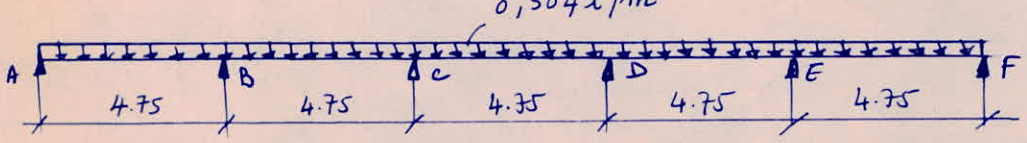


Le poids par mètre linéaire de la poutrelle correspondant à un plancher à corps creux de 25+4 a pour valeur :

$$q = 800 \times 0,63 = 504 \text{ kg/m}.$$

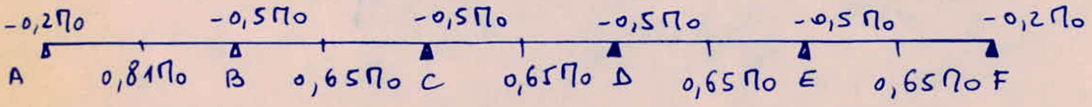
$$\boxed{q = 0,504 t/m.}$$

A. Calcul des poutrelles du type T_1 :



Conditions pour application des règles forfaitaires du C.C.B.A 68 art. 55

1°) Surcharge < 1,5 Charges permanentes (100 < 1,5.800) : condition vérifiée.
2°) Fissuration non préjudiciable
3°) Section constante sur toute la longueur de la poutre.
4°) 0,8 < rapport des portées < 1,25.
Les 4 conditions étant vérifiées, on peut appliquer les règles forfaitaire du C.C.B.A 68.

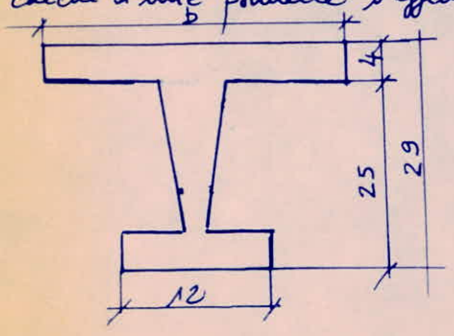


$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{504 \times 4,75^2}{8} = 1421,43 \text{ kgm}.$$

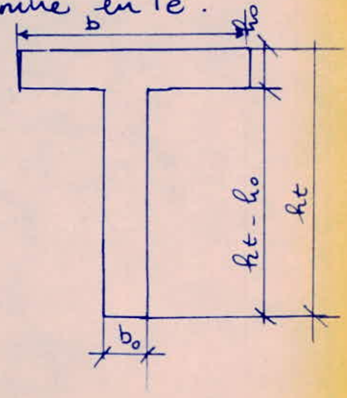
$M_A = M_F = -0,2\, M_0 = -0,2 \times 1421,43 = 284,30$ kg.m.
$M_B = M_C = M_D = M_E = -0,5 \times 1421,43 = 710,71$ kg.m.
$M_{AB} = M_{EF} = 0,81 M_0 = 0,81 \times 1421,43 = 1151,35$ kg.m.
$M_{BC} = M_{CD} = M_{DE} = 0,65 \times 1421,43 = 923,93$ kg.m.

a) Détermination des armatures longitudinales en Travée :

Le calcul d'une poutrelle s'effectue de la même façon qu'une poutre en Té.



⟹ schéma equivalent :



Détermination de b   C.C.B.A 68 art. 23.3.

Largeur des tables de compression des poutres fléchies en Té:

La largeur des hourdis qu'il y a lieu d'admettre d'un côté d'une nervure de poutre fléchie en Té à partir du parement de cette nervure, comme faisant partie de la table de compression de cette poutre, est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :
- On ne doit pas attribuer la même zone de hourdis à 2 poutres différentes.
- Lorsqu'il s'agit de nervures parallèles équidistantes et également chargées, la largeur en cause est ainsi limitée à la moitié de la distance entre nervures

$$b_x = \frac{63}{2} - \frac{12}{2} = 25,5 \text{ cm}.$$

- Pour les sections situées dans la zone centrale d'une travée, le $\frac{1}{6}$ de la distance entre points de moments nuls de cette travée. Pour les poutres continues, on admet que cette condition équivaut à prendre pour la largeur considérée $\frac{l}{10}$ (l étant la portée de la poutrelle ou poutre généralement comptée entre nus des appuis). Dans notre cas on a : $l = 4,75$ m $b_x = \frac{4,75}{10} = 0,475 \text{ m} = 47,5 \text{ cm}$.

— Les $\frac{2}{3}$ de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin

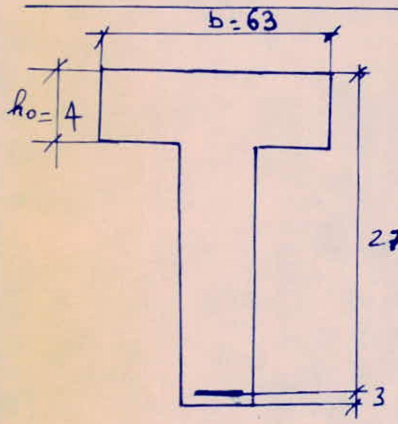
$$M_{t\,BC} = \frac{q l_x^2}{8} \Rightarrow l_x = \sqrt{\frac{8 M_{t\,BC}}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,9}{0,49}} = \sqrt{14,7} = 3,84 \text{ m}.$$

$$\frac{2}{3} \times \frac{3,84}{2} = 128 \text{ cm}.$$

On prend comme valeur de b la plus restrictive des conditions à savoir :

$$b = 25,5 \times 2 + 12 = 63 \text{ cm}. \qquad \boxed{\text{Valeur de } b = 63 \text{ cm}}$$

La Poutrelle considérée aura les dimensions suivantes :



Considérons les travées AB et EF :

La première opération à effectuer pour le calcul d'une section en Té consistera à déterminer [la po]sition de l'axe neutre. L'axe neutre tombera dans la table si $y_1 \leq h_0$ or $y_1 = \alpha h \Rightarrow \alpha h \leq h_0$ [don]c si $\alpha h \leq h_0$ l'axe neutre tombera dans la table et si $\alpha h > h_0$ l'axe neutre [tom]bera dans la nervure. Si $\alpha h \leq h_0$ le calcul de la section en Té sera ramené [au] calcul d'une section rectangulaire $b \times h_t$.
[Pou]r déterminer si l'inégalité $y_1 = \alpha h \leq h_0$ est vérifiée, on commence par calculer μ et [en] fonction de μ on déduit les coefficients α, k, ε $\overline{\omega}$ donnés dans les tableaux de l'ouvrage de [Pi]erre Charon intitulé : "Le calcul et la vérification des ouvrages en Béton armé"

$$\mu = \frac{15\, M}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 1151,35 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 63 \times 27^2} = 0,01342$$

[Pour] $\mu = 0,0134$ les tableaux nous donnent : $k = 82$; $\alpha = 0,1546$. $\varepsilon = 0,9485$
$\overline{\omega} = 0,0943$.

$y_1 = \alpha h = 0,1546 \times 27 = 4,17$ cm < 4 cm Donc l'axe neutre tombe dans la nervure et le calcul du Ferraillage pour les travées AB et EF sera calculé, de la même façon qu'une poutre en Té. Le bras de levier d'une section en Té est égal à $z = h - m h_0$ (m = coefficient donné dans les tableaux en fonction $\rho = \frac{\alpha}{\theta}$ $\left(\theta = \frac{h_0}{h}\right)$, $\beta = \frac{b_0}{b}$.

Si nous appelons ρ_n et ρ_{n+1} les valeurs de $\rho = \frac{\alpha}{\theta}$ encadrant la valeur de ρ donnée, m_n et m_{n+1} les valeurs de m correspondant à ρ_n et ρ_{n+1}, la valeur de m cherchée et correspondant à ρ sera:

Pour: $1 < \rho = \frac{\alpha}{\theta} \leq 2 \Longrightarrow m = m_n + 10(m_{n+1} - m_n)(\rho - \rho_n)$.

Pour: $2 < \rho = \frac{\alpha}{\theta} \leq 13 \Longrightarrow m = m_n + (m_{n+1} - m_n)(\rho - \rho_n)$.

Calculons ρ: $\rho = \frac{\alpha}{\theta}$ avec $\theta = \frac{h_0}{h}$; $\beta = \frac{b_0}{b}$.

$\theta = \frac{4}{27} = 0,14814$

$\beta = \frac{12}{63} = 0,19047$

$\Longrightarrow \rho = \frac{0,1546}{0,14814} = 1,0436$.

$1 < \rho \leq 2 \Longrightarrow m = m_n + 10(m_{n+1} - m_n)(\rho - \rho_n)$

$\beta = 0,19$

$\rho_n = 1 \Rightarrow m_n = 0,333$.

$\rho_{n+1} = 1,1 \Rightarrow m_{n+1} = 0,362$. $\Rightarrow m = 0,333 + 10(0,362 - 0,333)(1,0436 - 1)$

$\Rightarrow m = 0,3456$. $\Rightarrow z = h - m h_0$

$z = 27 - 0,3456 \times 4 = 27 - 1,3824 = 25,618$ cm.

$\boxed{z = 25,618 \text{ cm}.}$

On en déduit la section d'acier nécessaire en travée:

Travées AB et EF $\Rightarrow$ $A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{1151,35 \times 10^2}{25,618 \times 28 \times 10^2} = 1,605 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow \boxed{2\,T12} \Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$.

Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales.

On doit vérifier l'inégalité suivante: $\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2$

Acier écroui $\Rightarrow \psi_4 = 0,54$

$\psi_4 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{29}{27}\right)^2 = 1,31 \times 10^{-3}$.

$\frac{A}{b_0 h} = \frac{2,26}{12 \times 27} = 6,97 \times 10^{-3} > 1,31 \times 10^{-3}$ (condition vérifiée)

Travées BC = CD = DE :

• Détermination des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{15 \times 923{,}93 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 63 \times \overline{27}^2} = 0{,}01077$$

Pour $\mu = 0{,}01077 \Rightarrow k = 92{,}5$; $\alpha = 0{,}1395$; $\varepsilon = 0{,}9535$; $\overline{\omega} = 0{,}0754$

$y_1 = \alpha h = 0{,}1395 \times 27 = 3{,}77$ cm < 4 cm $\Rightarrow$ l'axe neutre neutre tombe cette fois-ci dans la table de compression. $\Rightarrow$ la travée BC = CD = DE sera calculée au point de vu calcul comme une section rectangulaire (63×29) cm²

On déduit la section d'acier nécessaire en travée :

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \overline{\sigma}_a} = \frac{923{,}93 \times 10^2}{0{,}9535 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 1{,}28 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow \boxed{2T10} \Rightarrow A = 1{,}57$ cm².

• Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$\frac{A}{bh} = \frac{1{,}57}{63 \times 27} = 9{,}2 \times 10^{-4} < 44 \frac{\sigma_b}{\sigma_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 1{,}31 \times 10^{-3}$$

La condition du pourcentage minimal d'armatures longitudinales n'étant pas vérifiée on adopte la section d'acier minimale nécessaire :

$$A \geq bh\, 44 \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 63 \times 27 \times 1{,}31 \times 10^{-3} = 2{,}23 \text{ cm}^2$$

On en déduit donc comme section d'acier nécessaire pour les

travées BC ; CD ; DE $\Rightarrow$ 2T12 $A = 2{,}26$ cm².

b) Détermination des armatures longitudinales sur appuis (chapeaux)

Dans ce cas là la section de la table de compression est tendue. Dans notre calcul, on considère la section d'appui égale à $b_0 h = (12 \times 27)$ cm².

Considérons les appuis de rives A et F on a : $M_A = M_F = -0{,}2 M_0 = -284{,}30$ kg.m

$$\mu = \frac{15 \times 284{,}30 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 12 \times \overline{27}^2} = 0{,}01741$$

$\mu = 0{,}01741 \Rightarrow k = 71$; $\alpha = 0{,}1744$; $\varepsilon = 0{,}9419$; $\overline{\omega} = 0{,}123$.

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \overline{\sigma}_a} = \frac{284{,}30 \times 10^2}{0{,}9419 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 0{,}4 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ 2T6. $A = 0{,}56$ cm²

vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$\frac{A}{bh} = \frac{0{,}56}{12 \times 27} = 1{,}72 \times 10^{-3} > 1{,}31 \times 10^{-3} \text{ (condition vérifiée)}$$

On adoptera $\boxed{2T6}$.

Appui de rive : $M_A = M_F \Rightarrow$ 2T6.

• Section sur appuis intermédiaires :

$$\mu = \frac{15 \times 710{,}71 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 12 \times \overline{27}^2} = 0{,}04352.$$

$\mu = 0{,}0436 \Rightarrow k = 41{,}6$; $\alpha = 0{,}2650$; $\varepsilon = 0{,}9117$; $\overline{\omega} = 0{,}318$.

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \,\overline{\sigma}_a} = \frac{710{,}71 \times 10^2}{0{,}9117 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 1{,}03\ cm^2 \Rightarrow 2T10 . \Rightarrow A = 1{,}57\ cm^2$$

• Vérification du % minimal d'armatures longitudinales :

$$\frac{A}{bh} = \frac{1{,}57}{12 \times 27} = 4{,}84 \times 10^{-3} > 44 \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a}\left(\frac{ht}{h}\right)^2 = 1{,}31 \times 10^{-3}$$ $\Rightarrow$ La condition est donc vérifiée.

$$\boxed{\text{Appui } B = C = D = E \Rightarrow 2T10}$$

.Vérification des Contraintes dans le béton :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\boxed{\begin{array}{l} \sigma'_b \leq 2\overline{\sigma}'_{bo} \\ \sigma'_m \leq \overline{\sigma}'_{bo} \end{array}}$$

-Travées AB et EF :

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{82} = 34{,}15\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2 \text{ (condition vérifiée.)}$$

$$\sigma'_m = \frac{F'}{B'} \quad \text{avec } B' = bh_o + b_o(y_1 - h_o)$$

$$B' = 63 \times 4 + 12(4{,}174 - 4) = 252 + 2{,}088 = 254{,}1\ cm^2.$$

$$F' = \frac{M}{z} = \frac{1151{,}35 \times 10^2}{25{,}618} = 4494\ kg.$$

$$\Rightarrow \sigma'_m = \frac{4494}{254{,}1} = 17{,}68\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_{bo} = 68{,}5\ kg/cm^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

- Travées BC – CD – DE :

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{92{,}5} = 30{,}27\ kg/cm^2.$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{by_1} = \frac{F}{b\alpha h} = \quad \text{or } F = \frac{M}{z}. \quad \text{avec } z = \frac{7}{8}h \Rightarrow F = \frac{M}{\frac{7}{8}h} = \frac{8M}{7h}$$

$$\sigma'_m = \frac{8M}{7h \cdot b\alpha h} = \frac{8M}{7b\alpha h^2} = \frac{8 \times 92393}{7 \times 63 \times 0{,}1395 \times \overline{27}^2} = 16{,}48\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_{bo} = 68{,}5\ kg/cm^2$$

- Appui de rive : $M_A = M_F$:

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{71} = 39{,}44\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2.$$

- Appuis intermédiaires:

$M_B = M_C = M_D = M_E$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{41,6} = 67,31\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$ (condition vérifiée)

• Vérification de la fissuration :

$\sigma_1 = \frac{k\ \eta\ \bar{\omega}_f}{\phi\ (1 + 10\bar{\omega}_f)}$

on considère que la fissuration est non préjudiciable
$k = 1,5 \times 10^6$; $\eta = 1,5$ pour les H.A.

$\phi = 12\ mm$ — on a $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

• Travées AB et EF : $\phi = 12\ mm$.
• Travées BC – CD – DE : $\phi = 12\ mm$

$\bar{\omega}_f = \frac{2,26}{6 \times 12} = 0,0314$.

$\Rightarrow \quad \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,0314}{12 \times 1,314} = 4480,6$ bars $= 4565,73\ kg/cm^2$.

$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{1,5 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,8}{12}} = 2633\ kg/cm^2$

$Max\ (\sigma_1, \sigma_2) = 4565,73\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a < 4565,73\ kg/cm^2 \Longrightarrow$ pour des $\phi 12$ avec $\bar{\sigma}_b = 5,8$ bars et $k = 1,5 \times 10^6$
la contrainte de 2800 kg/cm^2 est bien admissible.

• Appuis B = C = D = E $\Rightarrow \phi = 10\ mm$. $\Rightarrow \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{6 \times 12} = 0,0218$.

$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,0218}{10 \times 1,218} = 4027,1$ bars $= 4027,1 \times 1,019 = 4104\ kg/cm^2$.

$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{1,5 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,8}{10}} = 2237$ bars $= 2237 \times 1,019 = 2279,5\ kg/cm^2$.

$Max\ (\sigma_1, \sigma_2) = 4104\ kg/cm^2 \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2 < Max\ (\sigma_1, \sigma_2) \Rightarrow$ Pour des $\phi 10$ la contrainte de 2800 kg/cm^2 est bien admissible.

• Appui de rive : A = F : $\phi = 8\ mm$. $2\phi 8 = 1\ cm^2$

$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1}{6 \times 12} = 0,014$. $\Longrightarrow \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,014}{8 \times 1,14} = 3454$ bars

$\sigma_1 = 3454 \times 1,019 = 3520\ kg/cm^2$.

$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{1,5 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,8}{8}} = 2501$ bars $= 2501 \times 1,019 = 2548\ kg/cm^2$

$Max\ (\sigma_1, \sigma_2) = 3520\ kg/cm^2 \Big\} \Rightarrow$ Pour des $\phi 8$ la contrainte de 2800 kg/cm^2 est bien admissible.

c) ETUDE de L'EFFORT Tranchant :

. Calcul de T_{max} :

Lorsqu'on tient compte de la continuité, l'effort tranchant dans une section d'abscisse x est donné par : $T_x = \theta_x + \frac{M_w - M_e}{l}$

avec θ_x = effort tranchant dans la section x de la travée indépendante soumise aux mêmes charges. M_w et M_e sont à prendre en valeur absolue avec M_w = moment sur appui de gauche, M_e = moment sur appui de droite.

$$T_{Ad} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{504 \times 4{,}75}{2} + \frac{284{,}30 - 710{,}71}{4{,}75}$$

$$T_{Ad} = 1197 - 89{,}77 = 1107{,}23 \text{ kg} \Rightarrow \boxed{T_{Ad} = T_{Fg} = 1107{,}23 \text{ kg}}$$

$$T_{Bg} = \frac{ql}{2} + \frac{0{,}5M_0 - 0{,}2M_0}{4{,}75} = 1197 + 89{,}77 = 1286{,}77 \text{ kg}$$

$$\boxed{T_{Bg} = 1286{,}77 \text{ kg}} \qquad \boxed{T_{Bg} = T_{Ed} = 1286{,}77 \text{ kg}}$$

$$\boxed{T_{Bd} = T_{Cg} = T_{Cd} = T_{Dg} = T_{Dd} = T_{Eg} = \frac{ql}{2} + 0 = 1197 \text{ kg}}$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$\boxed{T_{Bg} = T_{Ed} = 1287 \text{ kg}}$$

Calcul des armatures transversales :

La valeur maximale de l'effort tranchant a pour valeur $T_{max} = 1287$ kg.
La contrainte maximale tangentielle a donc pour valeur : $\tau = \frac{T_{max}}{bz}$

$$\tau = \frac{1287}{12 \times 0{,}875 \times 27} = 4{,}54 \text{ kg/cm}^2$$

si $\tau \leq \frac{3}{4}\bar{\sigma}_b$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

si $\tau > \frac{3}{4}\bar{\sigma}_b \Rightarrow$ nécessité d'armatures transversales.

$\frac{3}{4} \times 5{,}9 = 4{,}425$ kg/cm² or $\tau = 4{,}54$ kg/cm² $> \frac{3}{4}\bar{\sigma}_b = 4{,}425$ (nécessité d'armatures transversales.)

. Détermination des armatures transversales :

Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ on a $\bar{\tau} \leq 3{,}5\bar{\sigma}_b$ or $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} = 68{,}5$ kg/cm²

$\bar{\sigma}_d \leq 3{,}5\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 5{,}9 = 20{,}65$ kg/cm² : on a $\tau = 4{,}54$ kg/cm² $< \bar{\tau} = 20{,}65$ kg/cm²
(condition vérifiée).

La contrainte de traction admissible des armatures transversales d'âme est égale à :

$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$ -

calcul de ρ_{at} : on considère que la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}$. si $\rho_{at} < \frac{2}{3}$ on prend $\rho_{at} = \frac{2}{3}$.

si $\rho_{at} > \frac{2}{3} \Rightarrow \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,54}{9 \times 5,9} = 1 - 0,08549 =$

$\rho_{at} = 0,914 > \frac{2}{3} = 0,666$ Donc la valeur de $\rho_{at} = 0,914$.

$\sigma_{en} = 2400$ kg/cm² (Armature transversale d'âme en Adx FeE24)

$\sigma_{at} = 0,914 \times 2400 = 2193,6$ kg/cm². On prend $A_t = 2\phi 6$ (1 cadre $\phi 6$) $A_t = 0,56$ cm²

- Calcul de l'espacement t:

$$t = \frac{A_t\, z\, \sigma_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 23,625 \times 2193,6}{1287} = 22,5 \text{ cm}.$$

L'espacement limite est égal a : $0,2h \leq \bar{t} \leq h\left(1 - \frac{0,3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$

$$5,4 \text{ cm} \leq \bar{t} \leq 20,763 \text{ cm}.$$

$\max(\bar{t}) = 20,763$ cm.

On prend comme espacement $\boxed{t = 20 \text{ cm}.}$

On peut prendre la disposition de Caquot . $\frac{l}{2} = \frac{4,75}{2} = 2,375$ m.

- Disposition de Caquot: 3 x 20 , 3 x 25 , 3 x 35 etc ...

Pour faciliter la Tâche sur chantier, on prend un espacement constant de 20 cm tout au long de la poutrelle. Le premier plan d'armature transversale sera placé a une distance de l'appui égal à $\frac{t}{3} = \frac{20}{3} = 6,66$ cm. on prend 6,5 cm de l'appui.

- Traction des armatures inférieures aux appuis de rive :

On doit verifier : $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$. $(M = 0)$

$T = 1107,23$ kg $\Rightarrow 2,26 \times 2800 > 1107,23$

$6328 > 1107,23$ (condition vérifiée)

- Vérification à l'entrainement des armatures de traction :

La contrainte d'adhérence des armatures vaut: $\tau_d = \frac{T}{P z}$.

$T = 1287$ kg $= T_{max}$. 2T12 $\Rightarrow P = 7,54$ cm.

$z = 25,618$ cm.

$\tau_d = \frac{1287}{7,54 \times 25,618} = 6,66$ kg/cm². on doit vérifier $\tau_d < \bar{\tau}_d$ avec $\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b$

$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$ avec $\eta_d = \sqrt{2} \Rightarrow \bar{\tau}_d = 2 \times \frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{2} \times 5,9 = 17,7$ kg/cm²

$\tau_d = 6,66$ kg/cm² $< \bar{\tau}_d = 17,7$ kg/cm² (condition vérifiée)

- Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal:

$\bar{\sigma}_d = 1{,}25\,\bar{\psi}_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1{,}25 \times \overline{1{,}5}^2 \times 5{,}9 = 16{,}6$ kg/cm² ($\psi_d = 1{,}5$ pour les HA).
Longueur d'ancrage par scellement droit est égale à :
$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1{,}2 \times 2800}{4 \times 16{,}6} = 50{,}6$ cm = 51 cm (ϕ 12)
$l_d = \frac{1 \times 2800}{4 \times 16{,}6} = 42{,}1$ cm $l_d = 43$ cm ($\phi 10$)

- Ancrage des armatures inférieures :

Nous prendrons $l_d = 51$ cm. Comme nous disposons d'une largeur d'appui de 25 cm seulement, nous prévoyons dans ce cas un retour d'équerre (voir Dessin coffrage - Ferraillage plancher).

- Ancrage des armatures supérieures des appuis intermédiaires

$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{1 \times 2800}{4 \times 16{,}6} = 43$ cm ($\phi 10$). Nous réaliserons un ancrage en barre droite.

- Compression de la bielle d'about.

On doit vérifier $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$

or $\sigma'_b = \frac{2T}{b_0 c} \Longrightarrow$ c = largeur de la nervure
T = effort tranchant à l'appui de rive.
b_0 = largeur de l'appui.

$\sigma'_b = \frac{2 \times 1107{,}23}{12 \times 25} = 7{,}38$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_{b0} = 68{,}5$ kg/cm² (condition vérifiée)

- Ferraillage de la dalle de compression :

Il est utile de ferrailler la dalle de compression pour limiter le risque de fissuration par retrait du béton, pour résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

On a $l_n > 50$ ($l_n = 63$ cm) $\Rightarrow$ $A = 0{,}02\, l_n \frac{2160}{\sigma_{en}}$ pour les treillis soudés en acier doux.

$$A = \frac{43\, l_n}{\sigma_{en}}$$ (l_n = distance entr'axe des poutrelles)

$l_n = 63$ cm $\Longrightarrow$ $A = \frac{43 \times 63}{5200}$ ($\sigma_{en} = 5200$ kg/cm² pour les Treillis soudés)

$\Rightarrow A_1 = 0{,}5209$ cm²/ml (perpendiculairement aux nervures)
$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0{,}261$ cm²/ml (parallèlement aux nervures)

On utilisera un treillis soudé en ϕ 5 maille 150/250.

Vérification de la flèche :

Pour les poutrelles de planchers à hourdis creux, la justification de la flèche est inutile si :

1°) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$

2°) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}$

3°) $\frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}}$

1°) $\frac{h_t}{l} = \frac{29}{475} = 0,06105 > 0,04444$ (condition vérifiée)

2°) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{29}{475} = 0,06105 > 0,054$ (condition vérifiée)

3°) $\frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \times 27} = 0,00697 < \frac{36}{4200} = 0,00857$ (condition vérifiée)

Les 3 conditions étant satisfaites, il est inutile de calculer la flèche -

_ TABLEAUX RÉCAPITULATIFS _

POUTRELLES _ T1 _

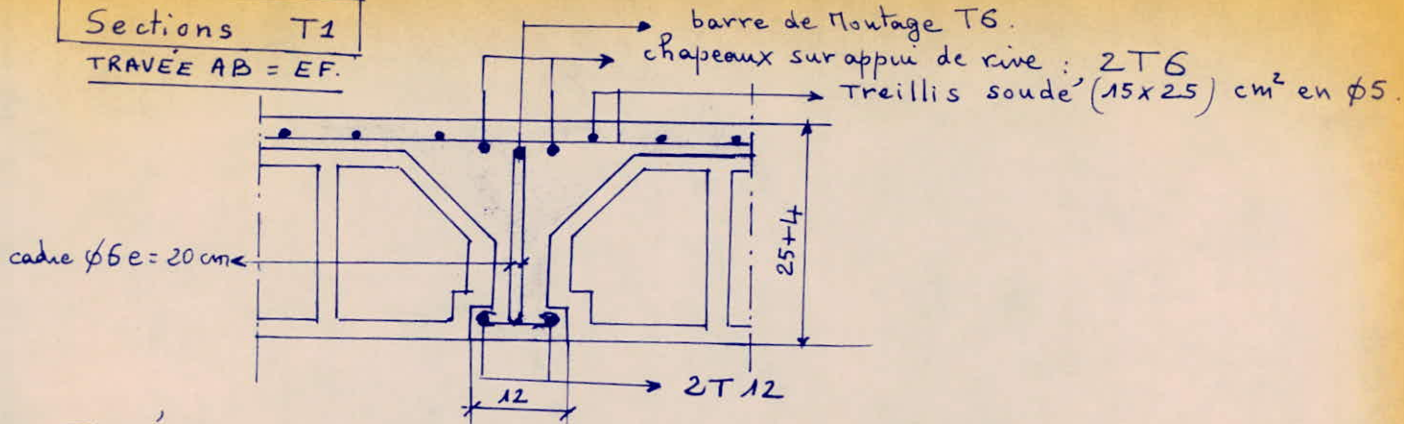
M (kg.m)	μ	α	m	$z = h - m h_0$ (cm)	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) calculée	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
1151,35	0,0134	0,1546	0,3456	25,618	2T12	1,60	2,26	34,15	17,68
1151,35	0,0134	0,1546	0,3456	25,618	2T12	1,60	2,26	34,15	17,68

M (kg.m)	μ	α	k	A (cm²) calculée :	Nbre de barres et leurs ϕ	A adoptée cm²	σ'_b kg/cm²	σ'_m (kg/cm²)
923,93	0,0108	0,1395	92,5	1,28	2T12	2,26	30,27	16,48
923,93	0,0108	0,1395	92,5	1,28	2T12	2,26	30,27	16,48 .

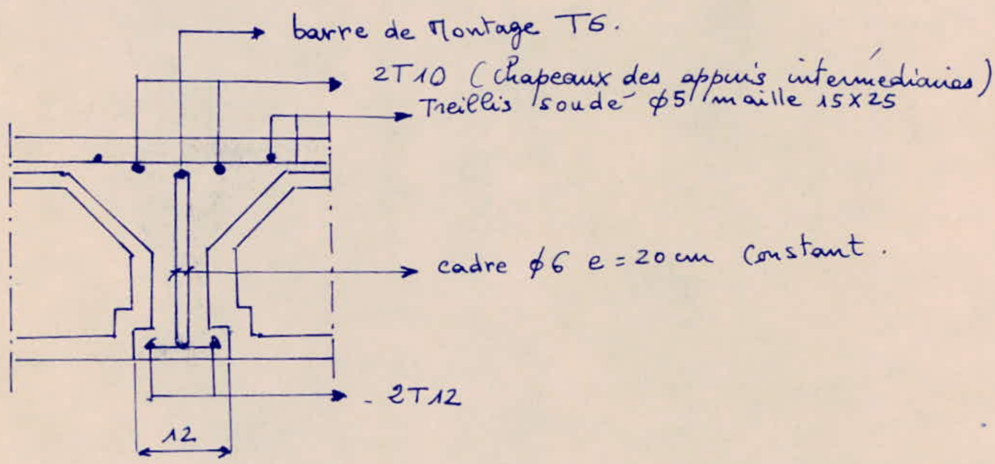
..puis	M (kg.m)	μ	α	k	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) Adoptée	σ'_b (kg/cm²)
et F	284,30	0,0174	0,1744	71	0,4	2T6	0,56	39,44.
= D = E	710,71	0,0436	0,2650	41,6	1,03	2T10	1,57	67,31.

Sections T1

TRAVÉE AB = EF.

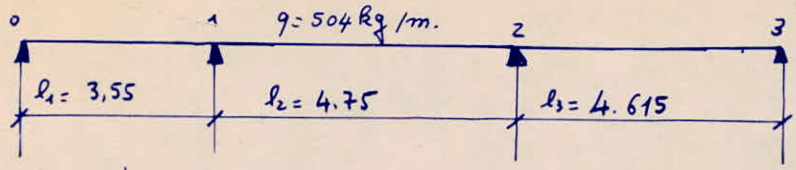


Travée BC = CD = DE



- POUTRELLES T2 -

B Calcul des poutrelles du Type T_2 :



La Poutrelle du type T_2 est une poutrelle continue à 3 travées inégales. Dans ces Conditions on ne peut pas appliquer les règles forfaitaires du C.C.B.A 68 car le rapport des portées n'est pas compris entre 0,8 et 1,25.

Appliquons l'équation des 3 Moments :

• Première équation : $M_0 l_1 + 2M_1(l_1+l_2) + M_2 l_2 = -\frac{P}{4}\left(l_1^3 + l_2^3\right)$ $\quad (M_0 = 0)$

$$2M_1\left(3{,}55 + 4{,}75\right) + M_2 \times 4{,}75 = -\frac{504}{4}\left(3{,}55^3 + 4{,}75^3\right)$$

$$\boxed{16{,}6M_1 + 4{,}75M_2 = -19{,}1405.} \quad (1)$$

• deuxième équation :

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2+l_3) + M_3 l_3 = -\frac{P}{4}\left(l_2^3 + l_3^3\right) \quad (M_3 = 0)$$

$$4{,}75M_1 + 18{,}73M_2 = -\frac{0{,}504}{4}\left(\overline{4{,}75}^3 + \overline{4{,}615}^3\right)$$

$$\boxed{4{,}75M_1 + 18{,}73M_2 = -25{,}888} \quad (2)$$

Après résolution du système : on trouve : $\boxed{M_1 = -0{,}817\,t.m.}$ $\boxed{M_2 = -1{,}17\,t.m.}$

$$M_{0\,0-1} = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{0{,}504 \times \overline{3{,}55}^2}{8} = 0{,}794\ t.m.$$

$$M_{0\,1-2} = \frac{ql_2^2}{8} = \frac{0{,}504 \times \overline{4{,}75}^2}{8} = 1{,}42\ t.m.$$

$$M_{0\,2-3} = \frac{ql_3^2}{8} = \frac{0{,}504 \times \overline{4{,}615}^2}{8} = 1{,}34\ t.m.$$

$$M_{t\,0-1} = 0{,}794 - \frac{0{,}817}{2} = 0{,}794 - 0{,}408 = 0{,}386\,t.m.$$

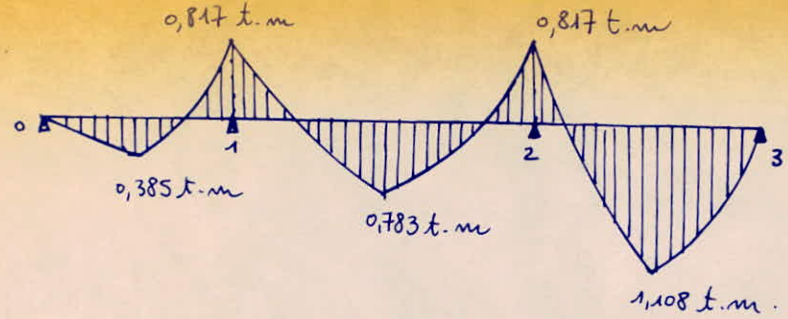
$$\boxed{M_{t\,0-1} = 0{,}386\ t.m.}$$

$$M_{t\,1-2} = 1{,}42 - 0{,}99 = 0{,}43\ t.m \qquad \boxed{M_{t\,1-2} = 0{,}43\ t.m.}$$

$$M_{t\,2-3} = 1{,}34 - \frac{1{,}17}{2} = 0{,}755\,t.m. \qquad \boxed{M_{t\,2-3} = 0{,}755\,t.m.}$$

On prend le plus petit moment sur appui $M = -0{,}817$ t.m. On ajoute la différence aux travées 1-2 et 2-3. $\Rightarrow M_{t\,1-2} = 0{,}43 + 0{,}353 = 0{,}783\,t.m$; $M_{t\,2-3} = 0{,}755 + 0{,}353 = 1{,}108\,t.m$

Epure du diagramme des Moments fléchissants :



a) Détermination des armatures longitudinales en travée :

• Travée 0-1 : $\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,385 \times 10^5}{28 \times 10^2 \times 63 \times 27^2} = 0,0045$

D'après les tableaux, on en déduit :
$k = 148$; $\alpha = 0,092$; $\varepsilon = 0,9693$.
$y_1 = \alpha h = 0,092 \times 27 = 2,484$ cm $< h_0 = 4$ cm. Au point de vu calcul, on a une section rectangulaire de 63×29. (La largeur de la table b est la même que celle de la poutrelle du type T1)
La section d'acier nécessaire est égale à : $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{385 \times 10^2}{0,9693 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 0,525$ cm^2

Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

On doit la condition suivante :

$$\frac{A}{bh} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$\frac{0,525}{63 \times 27} = 3 \times 10^{-4}$. $\psi_4 \left(\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\right) \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{29}{27}\right)^2 = 1,31 \times 10^{-3}$.

$3 \times 10^{-4} < 1,31 \times 10^{-3}$ (condition non vérifiée)

Donc la section doit être au plus égale à :

$$A \geq bh\, \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 63 \times 27 \times 1,31 \times 10^{-3} = 2,23 \text{ cm}^2.$$

Soit $\boxed{2T12} \Rightarrow A = 2,26$ cm^2.

La travée 0-1 necessite une section d'acier necessaire de $2T12 \Rightarrow A = 2,26$ cm^2.

• Travée 1-2 $M = 0,783$ t.m. $b = 63$ cm (même que celle du type T1)

$$\mu = \frac{15 \times 783 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 63 \times 27^2} = 0,0091$$

D'après les tableaux on déduit : $k = 101$; $\alpha = 0,1293$; $\varepsilon = 0,9569$.
$y_1 = \alpha h = 3,491$ cm $\Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression. Au point de vu calcul, on a une section rectangulaire de (29×63) cm^2.
$\Rightarrow k = 101$; $\varepsilon = 0,9569 \Rightarrow A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{783 \times 10^2}{0,9569 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 1,08$ cm^2

Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$\frac{A}{bh} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 1,31 \times 10^{-3}$; $\frac{1,08}{63 \times 27} = 6,3 \times 10^{-4}$. $\Rightarrow 6,3 \times 10^{-4} < 1,31 \times 10^{-3}$
la condition du % minimal d'armatures longitudinales n'étant pas vérifiée on

adopte comme section nécessaire égale à :

$$A = 1{,}31 \times 10^{-3} \times 63 \times 27 = 2{,}23\ cm^2 \Rightarrow$$

Travée 1 - 2 $\Rightarrow$ 2T12 $\Rightarrow A = 2{,}26\ cm^2$.

$\boxed{\text{Travée 1-2 : 2T12.}}$

• Travée 2 - 3 : $M = 1{,}108\ t.m$; $b = 63\ cm$.

$$\mu = \frac{15 \times 1{,}108 \times 10^5}{28 \times 63 \times \overline{27}^2 \times 10^2} = 0{,}013.$$

D'après les tableaux on déduit :

$k = 83{,}5$; $\alpha = 0{,}1523$; $\varepsilon = 0{,}9492$.

On déduit $A = \dfrac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{1108 \times 10^2}{0{,}9492 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 1{,}54\ cm^2$

Avec une section d'acier $A = 1{,}54\ cm^2$, le pourcentage minimal d'armatures longitudinales ne sera pas vérifiée. Pour que cette condition soit vérifiée on adopte comme section d'acier minimale nécessaire : $A = 2{,}26\ cm^2$

$\Rightarrow$ 2T12

$\boxed{\text{Travée 2 - 3} \Rightarrow \text{2T12.}}$

b) Section sur appuis intermédiaires : 1 = 2

$M = 0{,}817\ t.m.$ $b = 12\ cm$ -

$$\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 817 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 12 \times \overline{27}^2} = 0{,}05.$$

D'après les tableaux on déduit :

$k = 38{,}2$; $\alpha = 0{,}2820$; $\varepsilon = 0{,}9060$ $\Rightarrow$ $A = \dfrac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{817 \times 10^2}{0{,}9060 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 1{,}19\ cm^2$

$\Rightarrow A = 2T10 = 1{,}57\ cm^2$.

• Vérification du % minimal d'armatures longitudinales :

$$\frac{A}{bh} \geq 44 \left(\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\right) \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 \qquad \frac{1{,}57}{12 \times 27} > 1{,}31 \times 10^{-3}$$

$4{,}84 \times 10^{-3} > 1{,}31 \times 10^{-3}$ (condition vérifiée)

En chapeaux on adopte comme section d'acier : $\boxed{A = 2T10 = 1{,}57\ cm^2.}$

Pour les appuis de rive on adopte forfaitairement :

$\boxed{\text{2T8 pour un Moment } M = 0{,}2 M_0.}$

Vérification des contraintes dans le béton :

- Travée 0 – 1 :

– $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{148} = 18{,}92\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$. (vérifiée)

– $\sigma'_m = \frac{8M}{7b\alpha h^2} = \frac{8 \times 385 \times 10^2}{7 \times 63 \times 0{,}092 \times 27^2} = 10{,}41\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68{,}5\ kg/cm^2$. (vérifiée)

- Travée 1 – 2 :

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{101} = 27{,}72\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2$ (vérifiée)

$\sigma'_m = \frac{8M}{7b\alpha h^2} = \frac{8 \times 783 \times 10^2}{7 \times 63 \times 0{,}1293 \times 27^2} = 15{,}1\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68{,}5\ kg/cm^2$ (vérifiée)

- Travée 2 – 3 :

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{83{,}5} = 33{,}53\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$ (vérifiée).

$\sigma'_m = \frac{8M}{7b\alpha h^2} = \frac{8 \times 1108 \times 10^2}{7 \times 63 \times 0{,}1523 \times 27^2} = 18{,}10\ kg/cm^2 < 68{,}5\ kg/cm^2$ (vérifiée).

- Appuis intermédiaires :

Appui 1 = Appui 2 $\Rightarrow$ $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{38{,}2} = 73{,}298 = 73{,}3\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2$ (condition vérifiée).

- Nous avons vérifié dans le calcul des poutrelles du type 1 que pour des ϕ 10 mm et ϕ = 12 mm, la contrainte de 2800 kg/cm² est admissible. $\Rightarrow$ Donc la fissuration est vérifiée pour les poutrelles du type T2.

c) Etude de l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T_{1g} = \frac{q\ell}{2} + \frac{M_1 - M_0}{\ell} = 895 + 230,14 = 1125,14 \text{ kg}. \quad T_{0d} = 664,86 \text{ kg}.$$

$$T_{1d} = \frac{q\ell}{2} = \frac{504 \times 4,75}{2} = 1197 \text{ kg}. = T_{2g}$$

$$T_{2d} = q\frac{\ell}{2} + \frac{M_2 - M_3}{\ell} = \frac{504 \times 4,615}{2} + \frac{817}{4,615} = 1163 + 177 = 1340 \text{ kg}.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur : $T = 1340$ kg

- Calcul des armatures transversales :

La valeur maximale de l'effort tranchant a pour valeur $T_{max} = 1340$ kg.
La contrainte maximale tangentielle a pour valeur : $\tau = \frac{T}{bz} = \frac{1340}{0,875 \times 27 \times 12} = 4,73 \text{ kg/cm}^2$.

On a $\tau = 4,73 \text{ kg/cm}^2 > \frac{3}{4}\bar{\sigma}_b = 4,425 \text{ kg/cm}^2 \Longrightarrow$ d'où la nécessité d'ajouter les armatures transversales.
La contrainte de traction admissible des armatures transversales d'âme a pour valeur :
$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,73}{9 \times 5,9} = 1 - 0,089 = 0,911 > \frac{2}{3}$$ donc la valeur de

$\rho_{at} = 0,911 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,911 \times 2400 = 2186,4 \text{ kg/cm}^2$.

- Calcul de l'espacement : $t = \frac{A_t\, z\, \bar{\sigma}_{at}}{T} =$

On prend 1 cadre $\phi 6$
$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = \frac{0,56 \times 0,875 \times 27 \times 2186,4}{1340} = 21,586$ cm

On prend un espacement constant : $\boxed{t = 20 \text{ cm}}$

- Traction des armatures inférieures aux appuis de rive :

On doit vérifier : $A\bar{\sigma}_a \geqslant T + \frac{M}{z}$ (or $M = 0$) $\Longrightarrow A\bar{\sigma}_a \geqslant T$.

$2,26 \times 2800 = 6328 > 664,86$ kg. (condition vérifiée).

- Vérification à l'entraînement des armatures de traction :

La vérification est identique que celles des poutrelles du type T1.

- Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal :

identique que celles des poutrelles du type T1.

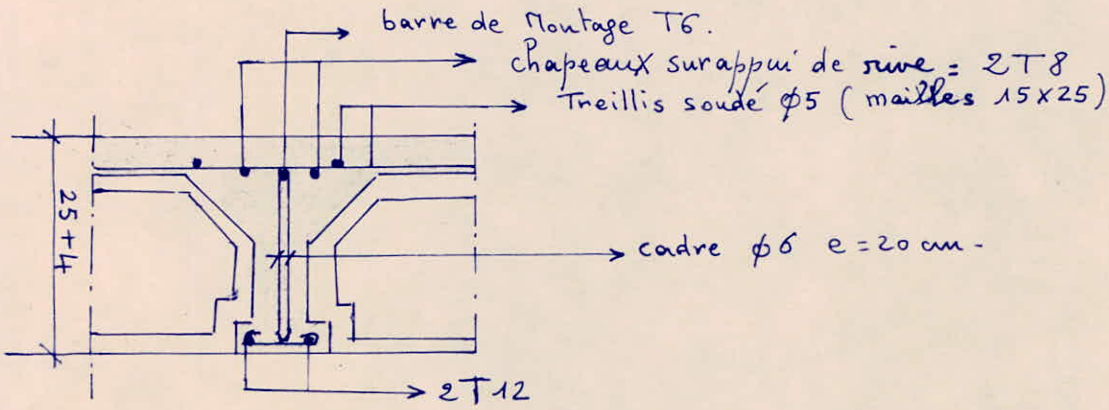
$l_d = 51$ cm ($\phi 12$ mm) ; $l_d = 43$ cm ($\phi 10$ mm.

- Compression de la bielle d'about : La vérification est identique au Type T1.
- Ferraillage de la dalle de compression : (même calcul que T1) de même

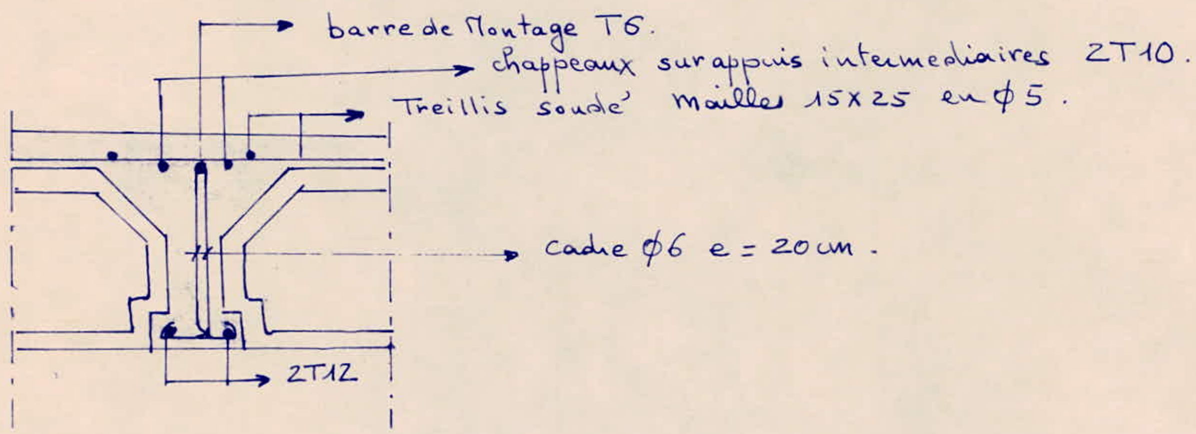
que la vérification de la flèche.

Sections T2 :

Travée 0 - 1 (section au niveau de l'appui de rive) = Travée 2-3.



Travée intermédiaire 1-2



TABLEAUX RÉCAPITULATIFS

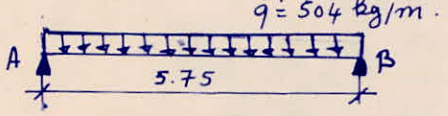
. POUTRELLES T2 .

Travées	M (kg.m)	ρ	α	k	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) adoptée	σ'_b kg/cm²	σ'_m
0-1	385	0,0045	0,092	148	0,525	2T12	2,26 cm²	18,92	10,41
1-2	783	0,0091	0,1293	101	1,08	2T12	2,26	27,72	15,1
2-3	1108	0,013	0,1523	83,5	1,54	2T12	2,26	33,53	18,10

Appuis	M (kg.m)	ρ	α	k	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) adoptée	σ'_b	σ'_m.
1	817	0,05	0,2820	38,2	1,19	2T10	1,57	73,3	—
2	817	0,05	0,2820	38,2	1,19	2T10	1,57	73,3	—

POUTRELLES T3

I.) La poutrelle T3 est la poutrelle à 1 seule travée $l = 5,75\,m$.



calculons $M_0 = \dfrac{ql^2}{8} = \dfrac{504 \times \overline{5.75}^2}{8} = 2100\,kg.m.$

$\mu = \dfrac{15\,M_0}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 2100 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 63 \times \overline{27}^2} = 0,02449.$

$\mu = 0,0244 \Rightarrow \alpha = 0,2041\ ;\ k = 58,5\ ;\ \varepsilon = 0,9320$ On déduit

$y_1 = \alpha h = 0,2041 \times 27 = 5,511\,cm$. L'axe neutre tombe dans la nervure $\Rightarrow$

la poutrelle T3 sera calculée comme une poutre en Té.

calculons $\rho = \dfrac{\alpha}{\theta} =$ avec $\theta = \dfrac{h_0}{h} = 0,14814$

$\beta = \dfrac{b_0}{b} = \dfrac{12}{63} = 0,19045$

$\Rightarrow \rho = \dfrac{\alpha}{\theta} = \dfrac{0,2041}{0,14814} = 1,38.$

$\beta = 0,19$

$1 < \rho \leq 2 \Rightarrow m = m_n + 10\,(m_{n+1} - m_n)(\rho - \rho_n)$

$\left.\begin{array}{l} \rho_n = 1,3 \Rightarrow m_n = 0,404 \\ \rho_{n+1} = 1,4 \Rightarrow m_{n+1} = 0,419 \end{array}\right\} \Rightarrow m = 0,404 + 10(0,015)(1,38 - 1,3)$

$m = 0,416.$

On déduit le bras de levier : $z = h - m h_0 = 27 - 0,416 \times 4 = 27 - 1,664 = 25,336\,cm$

On déduit la section d'acier : $A = \dfrac{M}{z\,\bar{\sigma}_a} = \dfrac{2100 \times 10^2}{25,336 \times 28 \times 10^2} = 2,96\,cm^2.$

$\Rightarrow$ $\boxed{\text{Travée AB} \Rightarrow 2T12 + 1T10 \text{ avec } A = 3,04\,cm^2.}$

<u>Vérification du % minimal d'armatures longitudinales :</u>

$\dfrac{A}{b_0 h} \geq 44\,\dfrac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\dfrac{h_t}{h}\right)^2 \geq 1,31 \times 10^{-3}$

$\dfrac{A}{b_0 h} = \dfrac{3,04}{12 \times 27} = 9,38 \times 10^{-3} > 1,31 \times 10^{-3}$ (condition vérifiée).

Section sur appuis (chapeaux) On prend forfaitairement 2T8.

$\boxed{\text{Section en chapeaux (A et B)} \Rightarrow 2T8.}$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$.
$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5\ kg/cm^2$.

$\sigma'_b = \frac{2800}{58,5} = 47,86\ kg/cm^2 < 137\ kg/cm^2$ (condition vérifiée.)

Comme $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$. Donc les 2 conditions sont vérifiées.

– **Fissuration :** Pour de T12 avec $\bar{\sigma}_b = 5,8$ bars la contrainte de 2800 kg/cm² est admissible.

• **Etude de l'effort tranchant :**

$T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{504 \times 5,75}{2} = 1449\ kg$.

$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1449}{12 \times 25,336} = 4,766\ kg/cm^2$.

Comme $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5\bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65\ kg/cm^2$

on a : $\tau_b = 4,766\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 20,65\ kg/cm^2$ (condition vérifiée).

$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,766}{9 \times 5,9} = 1 - 0,09 = 0,91 > \frac{2}{3}$ donc $\rho_{at} = 0,91$.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en} = 0,91 \times 2400 = 2184\ kg/cm^2$. $At = 2\phi 6 \Rightarrow At = 0,56\ cm^2$.

Calcul de l'espacement t : $t = \frac{At\ z\ \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$$t = \frac{0,56 \times 25,336 \times 2184}{1449} = 21,38\ cm$$

On prend $\boxed{t = 18\ cm}$ constant tout le long de la poutrelle T3.

Vérification de la flèche :

La poutrelle du type T3 est une poutrelle à une seule travée. Le calcul de la flèche est égal à : Le Formulaire DUNOD nous donne $f = \frac{5\,Pl^4}{384\,EI}$

$$f = \frac{5 \times 5,04 \times \overline{575}^4}{384 \times 32000 \times 378000} = \frac{5 \times 5,04 \times \overline{575}^4}{384 \times 378 \times 32 \times 10^6} = 0,593\ cm.$$

la flèche limite est égale à :

$\bar{f} = 0,5\ cm + \frac{l}{1000}$ si la portée l est $>$ à 5m $\Rightarrow \bar{f} = 1,075\ cm$.

$f < \bar{f}$ (condition vérifiée).

Les autres vérifications qui suivent (Ferraillage de la dalle de compression, traction des armatures) s'effectuent de la même façon que les poutrelles du type T1 et T2.

-TABLEAUX RÉCAPITULATIFS-

-POUTRELLES T3-

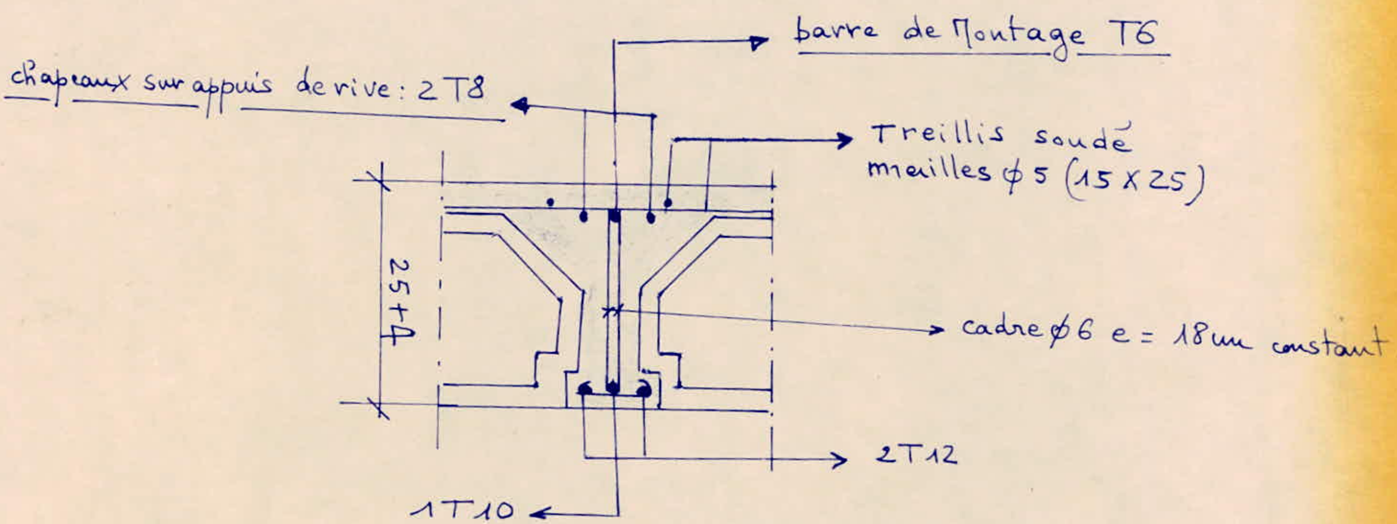
Travée	M (kg.m)	μ	α	m	$z = h - m h_o$ (cm)	A (cm^2) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm^2) adoptée	σ'_b (kg/cm^2)	σ'_m (kg/cm^2)
AB	2100	0,0244	0,2041	0,416	25,336	2,96	2T12 + 1T10	3,04	47,86	$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b_o} = 68,5$

-POUTRELLES T4-

Travée	M (kg.m)	μ	α	m	$z = h - m h_o$ (cm)	A (cm^2) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm^2) adoptée	σ'_b (kg/cm^2)	σ'_m (kg/cm^2)
CD	1392	0,01623	0,1695	0,3712	25,515	1,95	2T12	2,26	38,1	$\sigma'_m <$ 68,5 .

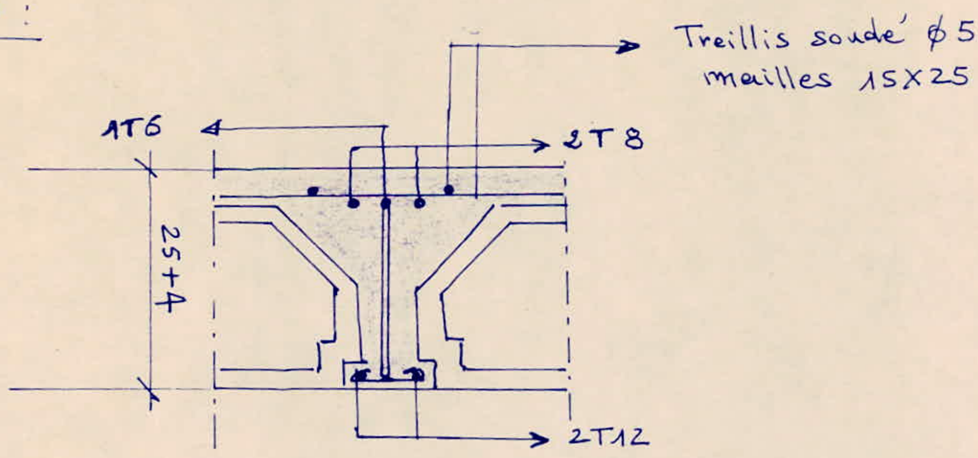
Section T3.

TRAVÉE AB:



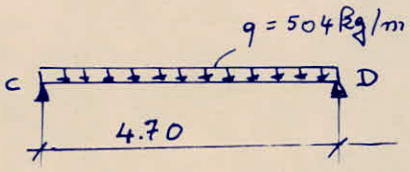
Section T4:

Travée CD:



POUTRELLES T4

D.) <u>Calcul des Poutrelles du type T4:</u> C'est une poutrelle à une seule travée. ($l = 4.70$ m)



Calculons M_0 Moment fléchissant en travée maximum.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{504 \times 4.7^2}{8} = 1392 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15\, M_0}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 1392 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 63 \times 27^2} = 0{,}01623$$

D'après les Tableaux on déduit : $k = 73{,}5$; $\alpha = 0{,}1695$. $\varepsilon = 0{,}9435$.

L'axe neutre est égal à : $y_1 = \alpha h = 0{,}1695 \times 27 = 4{,}576$ cm $< h_0 = 4$ cm $\Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la nervure ; le calcul s'effectuera de la même façon qu'une poutre en Té.

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0{,}1695}{0{,}14814} = 1{,}14 \quad ; \quad \beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{63} \simeq 0{,}19.$$

$1 < \rho \leq 2$ $\quad$ $\rho_n = 1{,}1 \Rightarrow m_n = 0{,}362$

$\rho_{n+1} = 1{,}2 \Rightarrow m_{n+1} = 0{,}385$

On $\quad m = m_n + 10\,(m_{n+1} - m_n)(\rho - \rho_n)$

$m = 0{,}362 + 10 \times 0{,}023 \times 0{,}04 = 0{,}3712$ $\quad \boxed{m = 0{,}3712.}$

$z = h - m h_0 = 27 - 1{,}4848 = 25{,}515$ cm.

$\boxed{z = 25{,}515 \text{ cm}}$

On a : $$A = \frac{M}{z\,\bar{\sigma}_a} = \frac{1392 \times 10^2}{25{,}515 \times 28 \times 10^2} = 1{,}95 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ $\boxed{\text{Ferraillage en travée (CD) : 2T12 avec } A = 2{,}26 \text{ cm}^2.}$

<u>- Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales.</u>

$$\frac{A}{b_0 h} \geqslant 44\, \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 1{,}31 \times 10^{-3}. \qquad \frac{A}{b_0 h} = \frac{2{,}26}{12 \times 27} = 6{,}97 \times 10^{-3} > 1{,}31 \times 10^{-3}$$

Donc la condition est vérifiée.

- <u>Section sur appui</u> : on prend forfaitairement 2T8 en chapeaux aux appuis de rive.

- <u>Vérification des contraintes dans le béton :</u>

On doit vérifier $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137$ kg/cm².

$\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0} = 68{,}5$ kg/cm².

. <u>En Travée :</u>

$\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{73,5} = 38,1\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2$.

comme $\sigma_b' < \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5\ kg/cm^2$, on aura $\sigma_m' < \bar{\sigma}_{b0}'$ (donc les 2 conditions sont vérifiées)

Fissuration : pour des ϕ 12 mm avec $\bar{\sigma}_b = 5,8$ bars, la contrainte de 2800 kg/cm^2 est admissible.

ETUDE de l'EFFORT TRANCHANT.

$T_{max} = \dfrac{q\ell}{2} = \dfrac{504 \times 4.70}{2} = 1184,4\ kg$.

La contrainte tangentielle maximale a pour valeur :

$\tau = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{1184,4}{12 \times 0,875 \times 27} = 4,18\ kg/cm^2$.

Comme $\sigma_b' < \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5\ kg/cm^2 \Longrightarrow \bar{\tau}_b = 3,5\ \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65\ kg/cm^2$.

on a $\tau_b = 4,18\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 20,65\ kg/cm^2$. (condition vérifiée).

$\rho_{at} = 1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \dfrac{4,18}{9 \times 5,9} = 1 - 0,0787 = 0,92 > \dfrac{2}{3}$ donc $\rho_{at} = 0,92$.

$\sigma_{at} = \rho_{at}\ \sigma_{en} = 0,92 \times 2400 = 2208\ kg/cm^2$. (on a aucune reprise de bétonnage)

Calcul de l'espacement t :

$$t = \frac{A_t\ z\ \sigma_{at}}{T}$$

$A_t = 2\phi 6 = 0,56\ cm^2$

$$t = \frac{0,56 \times 0,875 \times 27 \times 2208}{1184,4} = 24,66\ cm.$$

On prend $e = 20$ cm constant sur tout le long de la Poutrelle du type T4.

- Vérification de la flèche :

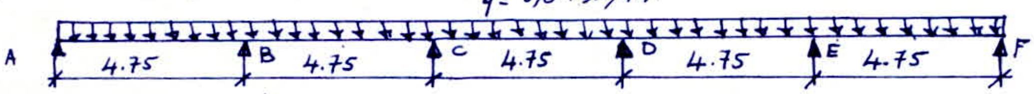
$f = \dfrac{5q\ell^4}{384EI}$. La poutrelle du type T4 a une portée inférieure à la poutrelle du Type T3. Donc la flèche pour T4 vérifiée de la même façon que T3.

- Ferraillage de la dalle de compression (même chose que T1 - T2 - T3).
- Les autres vérifications qui suivent s'effectuent également de la même façon que : T1 . T2 - T3

. ÉTUDE DES POUTRES .

calculons la poutre de chainage continue du type C_1 et appartenant au bloc B. Cette poutre de chainage comporte 5 travées égales. On peut appliquer les règles forfaitaires du C.C.B.A 68 car les 4 conditions imposées dans les règles sont vérifiées et identiques à celles des poutrelles du type T_1.

$q = 0,84\ t/m$.



Après application forfaitaire du C.C.B.A 68 on a:

$M_{tAB} = M_{tEF} = 0,93\ M_0$; $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

$M_{tBC} = M_{tCD} = M_{tDE} = 0,65 M_0$.

$M_B = M_C = M_D = M_E = -0,5 M_0$

- Descente de charges:

Poids de Plancher revenant à la poutre continue de chainage: $800 \times 0,63 = 504\ kg/m$.
Poids propre de la poutre de chainage par mètre linéaire: $0,25 \times 0,3 \times 2500 = 187,5\ kg/m$.
Poids de l'acrotère par mètre linéaire $144\ kg/m$.
On en déduit $q = 835,5\ kg/m$ on prend $\boxed{q = 0,84\ t/m.}$

Calcul de $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,84 \times \overline{4.75}^2}{8} = 2,37\ t.m.$

→ on déduit:
$M_{tAB} = M_{tEF} = 0,93 \times 2,37 = 2,204\ t.m.$
$M_{tBC} = M_{tCD} = M_{tDE} = 0,65 \times 2,37 = 1,540\ t.m.$
$M_B = M_C = M_D = M_E = -0,5 \times 2,37 = -1,185\ t.m.$

Détermination des armatures longitudinales:

Considérons la travée AB = EF. $\mu = \frac{15 M_{tAB}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2204 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{27}^2} = 0,06478$.

Pour $\mu = 0,0649$ on a d'après les tableaux: $k = 32,6$; $\alpha = 0,3151$; $\varepsilon = 0,8950$ ⟹

$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{2204 \times 10^2}{0,895 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 3,26\ cm^2$ ⟹ $\boxed{3T12}$ avec $A = 3,39\ cm^2$

- Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales:

$\frac{A}{bh} \geq 4\varphi \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$ ⟹ $\frac{3,39}{25 \times 27} = 5,02 \times 10^{-3} > 1,4 \times 10^{-3}$ (condition vérifiée)

- Vérification des contraintes dans le béton:

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{32,6} = 85,89\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$. (condition vérifiée).

$\sigma'_m = \frac{M}{\frac{1}{3} b \alpha h} = \frac{2204 \times 10^2}{0,875 \times 27 \times 25 \times 0,3151 \times 27} = 43,86\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5\ kg/cm^2$ (vérifiée)

- Travée BC = Travée CD = Travée DE:

$\mu = \frac{15 \times 1540 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{27}^2} = 0,04526$, d'après les tableaux on trouve: $\alpha = 0,2698$; $k = 40,6$
$\varepsilon = 0,9101$.

→ $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{1540 \times 10^2}{0,9101 \times 27 \times 28 \times 10^2} = 2,24\ cm^2$ → $\boxed{2T12}$ avec $A = 2,26\ cm^2$.

• Vérification du % minimal d'armatures longitudinales :

$$\frac{A}{bh} \geq 44\,\frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = \frac{2{,}26}{25\times 27} > 1{,}4\times 10^{-3} \Longrightarrow 3{,}34\cdot 10^{-3} > 1{,}4\times 10^{-3}$$ (condition vérifiée.)

• Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b' = \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{40{,}6} = 68{,}96\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2.$$ (condition vérifiée)

$$\sigma_m' = \frac{M}{z\,b\,\alpha\,h} = \frac{1540\times 10^2}{0{,}875\times 27\times 25\times 0{,}2698\times 27} = 35{,}80\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_{b0}' = 68{,}5\ kg/cm^2$$ (vérifiée)

• Section sur appui (chapeaux) :

Appui B = appui C = appui D = appui E.

$M_B = M_C = M_D = M_E = -1185\ kg.m.$

$$\mu = \frac{15\times 1185\times 10^2}{28\times 10^2\times 25\times 27^2} = 0{,}03483$$

$\mu = 0{,}035 \longrightarrow k = 47{,}4\ ;\ \alpha = 0{,}2404\ ;\ \varepsilon = 0{,}9199.$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\varepsilon h \overline{\sigma}_a} = \frac{1185\times 10^2}{0{,}9199\times 27\times 28\times 10^2} = 1{,}7\ cm^2 \Rightarrow \boxed{2T12} \Rightarrow A = 2{,}26\ cm^2.$$

On remarque que pour une section de 2T12, la condition du pourcentage minimal d'armatures longitudinales est vérifiée.

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b' = \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{47{,}4} = 59\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2.$$ (condition vérifiée)

$$\sigma_m' = \frac{1185\times 10^2}{0{,}875\times 27\times 25\times 0{,}2404\times 27} = 31\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_{b0}' = 68{,}5\ kg/cm^2$$ (condition vérifiée)

ETUDE de l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximum a pour valeur : $T_{max} = \frac{q\ell}{2} + \frac{M_B}{\ell} = \frac{840\times 4{,}75}{2} + \frac{1185}{4{,}75} =$

$$T_{max} = 2244{,}5\ kg \Rightarrow \tau = \frac{T}{bz} = \frac{2244{,}5}{25\times 0{,}875\times 27} = 3{,}8\ kg/cm^2.$$

• Détermination des armatures transversales :

$$\sigma_b' > \overline{\sigma}_{b0}' \longrightarrow \overline{\tau}_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma_b'}{\overline{\sigma}_{b0}'}\right)\overline{\sigma}_b = \left(4{,}5 - \frac{85{,}89}{68{,}5}\right)5{,}9 = (4{,}5 - 1{,}254)\,5{,}9 = 19{,}15\ kg/cm^2.$$

on a $\tau_d < \overline{\tau}_d$. (condition vérifiée.)

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est égale à :

$\overline{\sigma}_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en}$ $\quad \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 1 - \frac{3{,}8}{9\times 5{,}9} = 0{,}93 > \frac{2}{3}$ donc $\rho_{at} = 0{,}93$.

$\overline{\sigma}_{at} = 0{,}93\times 2400 = 2232\ kg/cm^2$. On prend $A_t = 2\phi 8 = 1\ cm^2$ soit un cadre $\phi 8$ en Adx

calcul de l'espacement t : $$t = \frac{A_t\,z\,\overline{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1\times 0{,}875\times 27\times 2232}{2244{,}5} = 23{,}5\ cm.$$

L'espacement limite $\bar{t}$ est égal : $0{,}2h \leq t \leq \left(1 - \dfrac{0{,}3\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h$

$$\bar{t} \geq 0{,}2 \times 27 = 5{,}4\ \text{cm}.$$

$$t \leq \left(1 - \frac{0{,}3 \times 3{,}8}{5{,}9}\right)27 = (1 - 0{,}193)27 = 21{,}79\ \text{cm}.$$

$\boxed{\text{On prend } t = 20\ \text{cm}.}$ on a $l = 4{,}75\ m$; $\dfrac{l}{2} = \dfrac{4{,}75}{2} = 2{,}375$ on prend un entier supérieur c'est à dire 3 et on adoptera la repartition de CAQUOT : 3×20, 3×25 etc.....

• Traction des armatures inférieures aux appuis de rive :

L'effort tranchant à l'appui de rive est égal à : $T = \dfrac{ql}{2} - \dfrac{M_B}{l}$

$T = 1995 - 249{,}5 = 1745{,}5$ kg. On doit avoir : $A\bar{\sigma}_a \geq T + \dfrac{M}{3}$ or $M = 0 \Rightarrow$

$3{,}39 \times 2800 > 1745{,}5 \Rightarrow 9492 > 1745{,}5$ (condition vérifiée).

• Vérification à l'entrainement des armatures de traction :

$\tau_d = \dfrac{T}{pz}$ $\quad T = T_{max} = 2244{,}5$ kg

$\quad p = 3T12 = 11{,}31$ cm.

On doit vérifier : $\tau_d < \bar{\tau}_d$ où $\bar{\tau}_d = 2\psi_d\, \bar{\sigma}_b = 2 \times 1{,}5 \times 5{,}9 = 17{,}7\ \text{kg/cm}^2$

$\tau_d = \dfrac{2244{,}5}{0{,}875 \times 27 \times 11{,}31} = 8{,}4\ \text{kg/cm}^2 < 17{,}7\ \text{kg/cm}^2$ (condition vérifiée).

• La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal est égale à :

$\bar{\tau}_d = 1{,}25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1{,}25 \times \overline{1{,}5}^2 \times 5{,}9 = 16{,}6\ \text{kg/cm}^2.$

$\psi_d = 1{,}5$ pour les H.A

La longueur d'ancrage par scellement droit est égale à : $l_d = \dfrac{\phi}{4}\dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \dfrac{1{,}2 \times 2800}{4 \times 16{,}6} = 50{,}6$

$l_d = 51$ cm $(\phi 12)$.

• Ancrage des armatures inférieures :

Nous prendrons $l_d = 51$ cm. Comme nous disposons d'une largeur d'appui de 25 cm seulement nous prévoyons un retour d'equerre. Ceci pour les appuis de rive. (Voir Plan Coff. Fer. Plancher)

• Ancrage des armatures supérieures au niveaux des appuis intermédiaires

$l_d = 51$ cm pour des $\phi 12$ mm. Nous réaliserons un ancrage en barre droite.

Quant aux poutres de chainage du type C_2 - C_3 et C_4 les calculs seront analogues à la poutre de chainage du type C_1.
Nous allons seulement dresser trois tableaux récapitulatifs correspondants à C_2 - C_3 et C_4.

- C1 -

Travées	M (kg.m)	μ	α	k	ε	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
AB=EF	2204	0,0649	0,3151	32,6	0,8950	3,26	3T12	3,39	85,89	43,86
BC= CD= DE	1540	0,04526	0,2698	40,6	0,9101	2,24	2T12	2,26	68,96	35,80

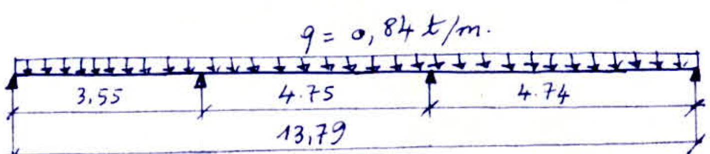
Appuis	M (kg.m)	μ	α	k	ε	A (cm²)	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
B=C=D =E	1185	0,035	0,2404	47,4	0,9199	1,7	2T12	2,26	59	31

Aux appuis de rive on prend forfaitairement 3T8 Pour C1.

- C2 -

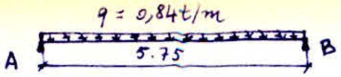
Travées	M (kg.m)	μ	α	k	ε	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ.	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
AB	653	0,0193	0,1829	67,0	0,9390	0,92	2T8	1	41,8.	22,4.
BC	684	0,02	0,1863	65,5	0,9379	0,96	2T8	1	42,75.	23,02.
CD	1350	0,0397	0,2542	44	0,9153	1,95	2T12	2,26	63,64.	33,30.
Appuis	**M (kg.m)**	**μ**	**α**	**k**	**ε**	**A (cm²) calculée**	**Nbre de barres et leurs ϕ**	**A (cm²) adoptée**	**σ'_b (kg/cm²)**	**σ'_m (kg/cm²)**
B	1340	0,0394	0,2534	44,2	0,9155	1,94	2T12	2,26	63,35	33,16.
C	2030	0,0597	0,3043	34,3	0,8986	2,99	2T14	3,07	81,63	41,83

Aux appuis de rive on prend forfaitairement 2T8 en chapeaux pour C_2.



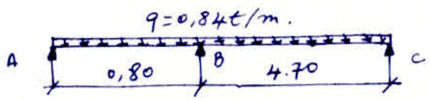
Poutre de Chainage C2

- C 3 -



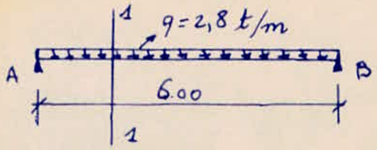
Travée	M (kg.m)	μ	α	k	ε	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ø	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
AB	3471,56	0,1022	0,3807	24,4	0,8731	5,26	2T14 + 2T12	5,33	114,75	57,18

- C 4 -



Travée	M (kg.m)	μ	α	k	ε	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ø	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
AB	328	0,0096	0,1321	98,5	0,9560	0,45	2T14	3,07	28,42	15,57
BC	1600	0,0471	0,2747	39,6	0,9084	2,33	2T14	3,07	70,70	36,52
appuis	M (kg.m)	μ	α	k	ε	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ø	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
B	2000	0,0588	0,3024	34,6	0,8992	2,94	2T14	3,07	80,92	41,47.

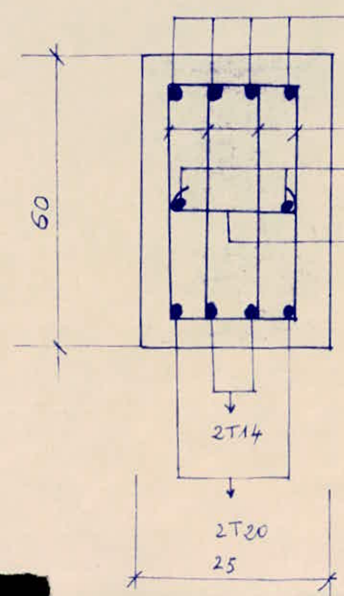
Tableau Récapitulatif du calcul de la Poutre B_1



Ferraillage sur appuis de rive : On prend forfaitairement 4T8 en chapeaux

Travée	M (t.m)	μ	α	k	ε	A (cm²) calculée	Nbre de barres et leurs ϕ	A (cm²) adoptée	σ'_b (kg/cm²)	σ'_m (kg/cm²)
AB	12,6	0,0831	0,3497	27,9	0,8834	8,94	2T20 + 2T14	9,35	100	50,7.

Section 1 - 1.



4T8. (chapeaux en appuis et barres de montage en travée)

cadres $\phi 8$ (espacement à 5cm du nu de l'appui suivant la répartition de CAQUOT : 5x25, 5x35 etc...)

2T8 filants

épingle $\phi 6$.

[redacted] [redacted]

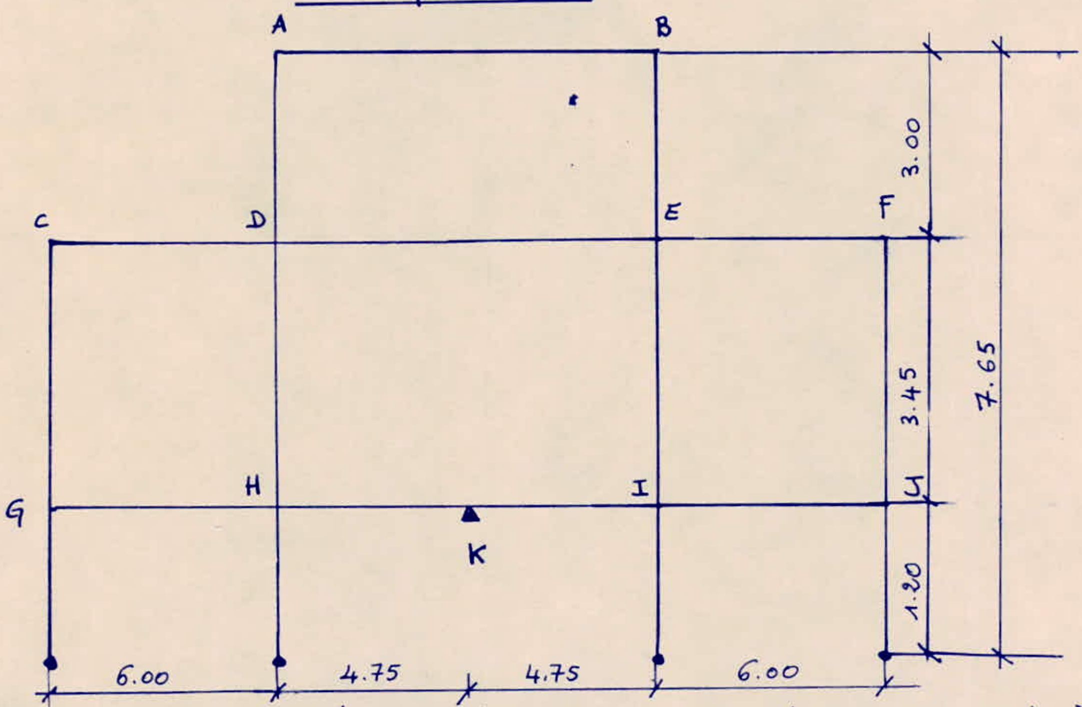
-ETUDE DES PORTIQUES-

La salle polyvalente comporte une ossature à portiques dont le portique principal est le portique PQ2. Ce portique PQ2 présente un décrochement en élévation. On a effectué un programme STRESS pour ce portique. programme qui nous a permis de déterminer tous les efforts en chaque nœud (N, T, M) et ce en considérant toutes les sollicitations totales pondérées du premier genre et du second genre.
Pour le calcul du ferraillage, nous avons considéré la sollicitation qui nous donnait les effets les plus défavorables. Tous les portiques sont considérés articulés.

A. Descente de charge du Portique PQ2 :

Plancher 25+4	353 kg/m²
Forme de pente (1,5 %)	180 kg/m²
étanchéité	30 kg/m²
Gravier	100 kg/m²
Platre	17 kg/m²
G	680 kg/m²

Portique Q2.



La profondeur totale de la fondation est de 2 m. On a considéré comme contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_S = 2$ bars.
Section des poteaux d'angle : 25X25.
Section des poteaux intérieurs : 25X50.
Hauteur de la traverse AB = Hauteur de la traverse DE $= \frac{l}{12} = \frac{950}{12} \simeq 80$ cm.

Hauteur de la traverse CD = Hauteur de la traverse EF = GH = HK = KI = IJ $= \frac{l}{10} = \frac{600}{10}$
$H_{CD} = H_{EF} = H_{GH} = H_{HK} = H_{KI} = H_{IJ} = 60$ cm.
Poids propre de la traverse AB $= 0,80 \times 0,25 \times 2500 = 500$ kg/m.
Poids de l'acrotère : 144 kg/m,
Longueur de plancher afférente la traverse AB = 1,775 m.
on déduit la charge permanente supportée par la traverse AB :

$$G_{AB} = (680 \times 1,775) + 500 + 144 = 1851 \text{ kg/m} \Rightarrow \boxed{G_{AB} = 1,86 \text{ t/m}}$$

• charge permanente affectée à la traverse CD = EF .

$G_{CD} = G_{EF} = (680 \times 3) + 144 + 0{,}25 \times 0{,}6 \times 2500 = 2559$ kg/m.

$\Rightarrow \boxed{G_{CD} = G_{EF} = 2{,}6\ t/m.}$

• charge permanente agissant sur la traverse DE :

P.P de la traverse DE : $0{,}8 \times 0{,}25 \times 2500 = 500$ kg/m.
Poids propre du Mur extérieur : $0{,}25 \times 2{,}30 \times 1800 = 1035$ kg/m.
Poids de plancher revenant à la traverse DE : $680 \times 3 = 2040$ kg/m.

$\Rightarrow \quad G_{DE} = 3575$ kg/m $= 3{,}6\ t/m$. $\quad \boxed{G_{DE} = 3{,}6\ t/m.}$

• Traverse GH = traverse IJ :

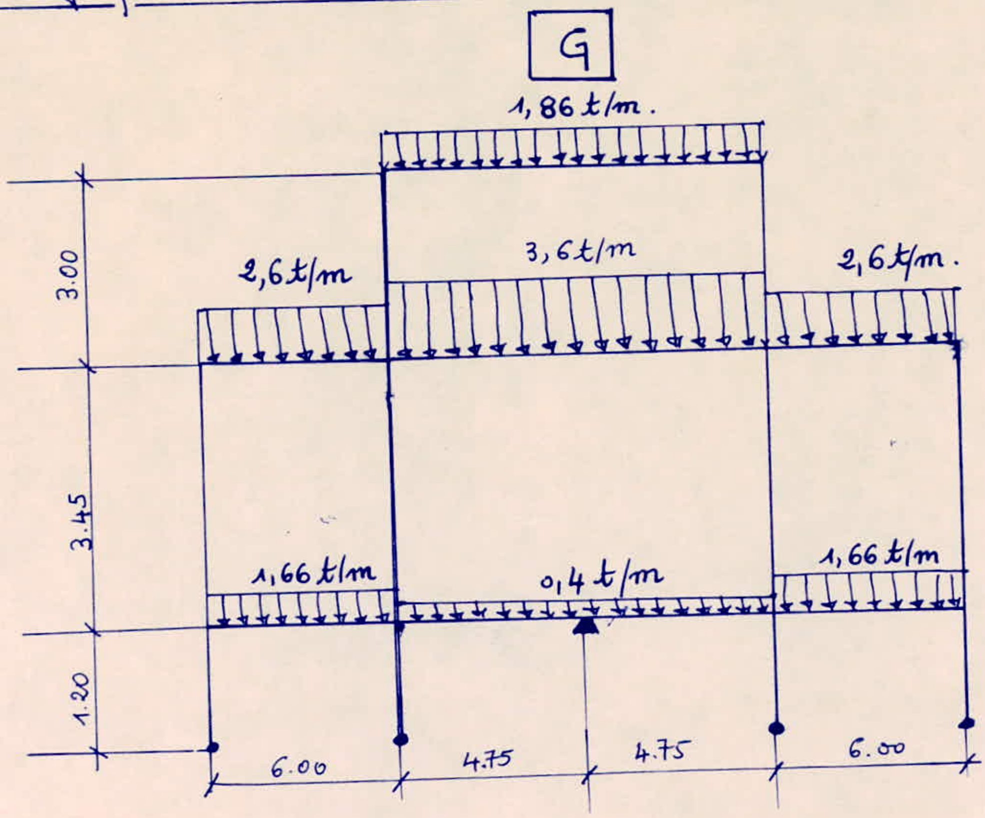
P.P : $0{,}25 \times 0{,}60 \times 2500 = 375$ kg/m.
P.P du Mur extérieur . $0{,}25 \times 2{,}85 \times 1800 = 1282{,}5$ kg/m.
$G_{GH} = G_{IJ} = 1657{,}5$ kg/m.

$\boxed{G_{GH} = G_{IJ} = 1{,}66\ t/m.}$

• Traverse HK = Traverse KI : P.P $= 0{,}25 \times 0{,}60 \times 2500 = 375$ kg/m.

$\boxed{G_{HK} = G_{KI} = 0{,}4\ t/m.}$

. Charge permanente agissant sur le portique PQ2:



• Surcharges non majorées agissant sur le Portique PQ2:

Traverse AB: $P_{AB} = 100 \times 1{,}775 = 177{,}5$ kg/m $\Rightarrow$ $\boxed{P_{AB} = 0{,}2 t/m.}$

Traverse CD = Traverse EF. $P_{CD} = P_{EF} = 100 \times 3 = 300$ kg/m $\Rightarrow$ $\boxed{P_{CD} = P_{EF} = 0{,}3 t/m.}$

Traverse DE: $P_{CD} = P_{EF} = P_{DE} = 0{,}3 t/m.$

$\boxed{P_{DE} = 0{,}3 t/m.}$

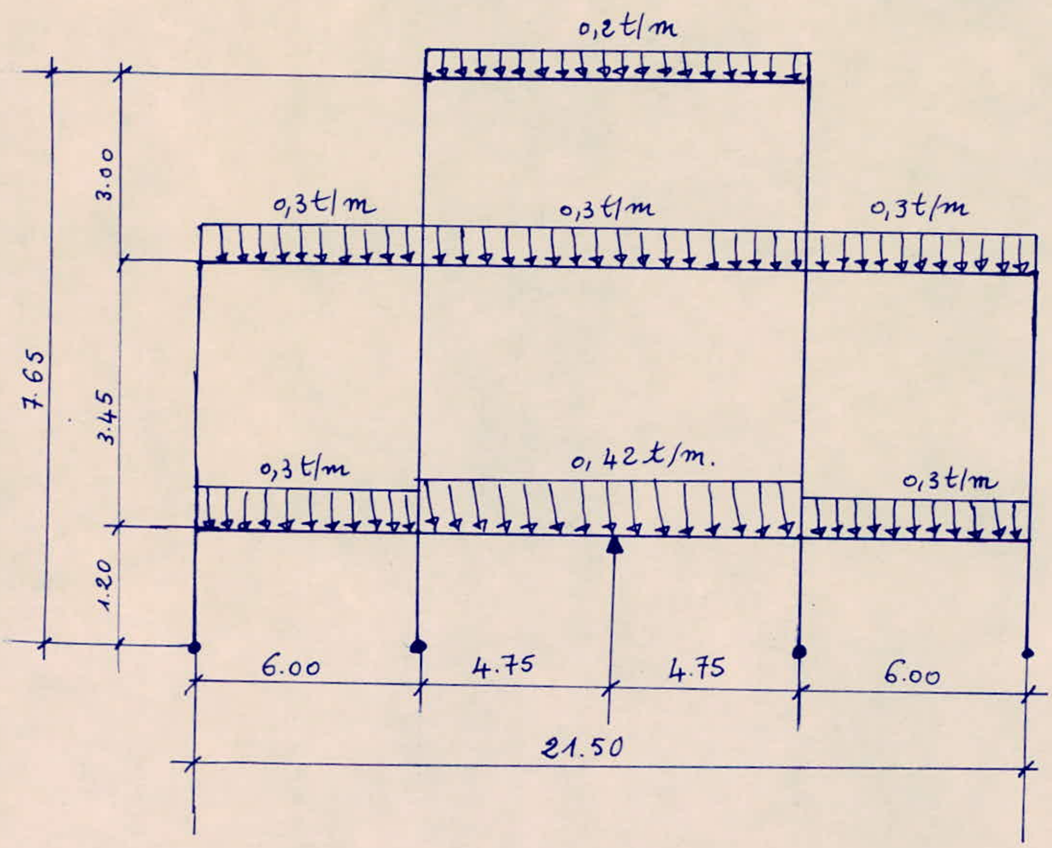
• Traverse GH = traverse IJ: $0{,}2 \times 500 \times 3 = 0{,}3 t/m.$

$\boxed{P_{GH} = P_{IJ} = 0{,}3 t/m.}$

Traverse $P_{HK} = P_{KI} = 0{,}2 \times 500 \times \frac{4{,}7+3{,}55}{2} = 412{,}5$ kg/m $= 0{,}42 t/m.$

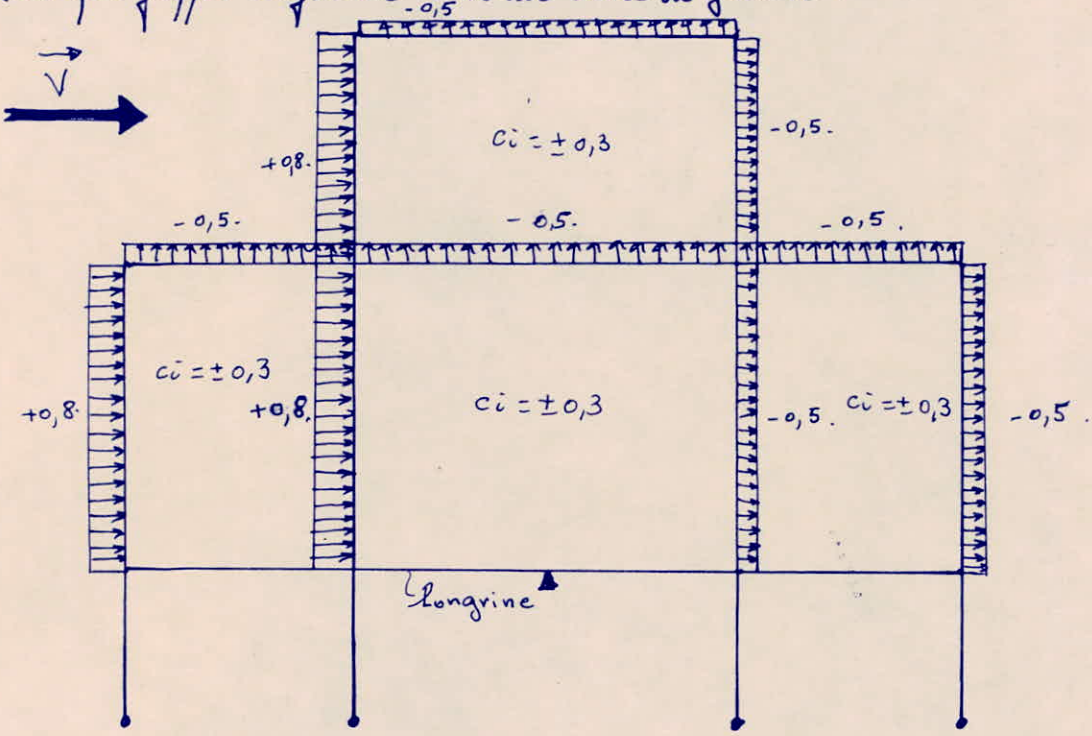
$\boxed{P_{HK} = P_{KI} = 0{,}42 t/m.}$

- Surcharges P non Majorées -



B. ETUDE du VENT. -BLoc A-

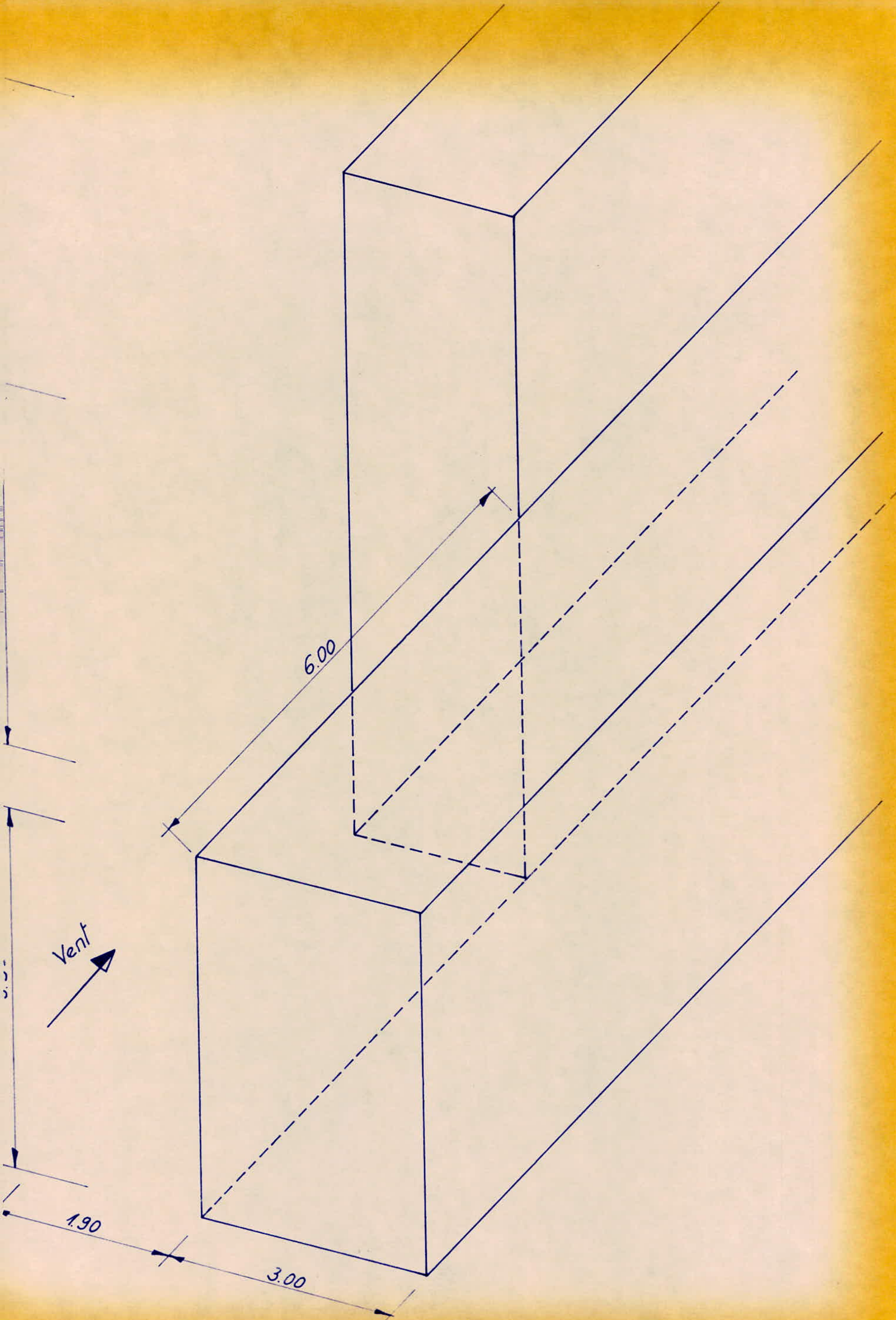
La salle polyvalente a un joint de dilatation de 2 cm à $L = 20,935$ m.
L'étude du vent s'effectuera en 2 parties de part et d'autre du joint de dilatation. Ces 2 parties forment 2 blocs : Le Bloc A et le bloc B dont les calculs seront effectués séparemment. Le Bloc A présente un décrochement en élevation avec comme portique principal, le portique PQ 2. Le Bloc B se compose de portiques simples. Pour le bloc B, on peut appliquer la méthode simplifiée pour la détermination des efforts dus au vent car on a un bloc unique à base rectangulaire.
Quant au bloc A, l'étude du vent présente des difficultés à cause du décrochement. Les règles NV 65 se sont limitées à un seul exemple avec comme hypothèses suivantes.
$\delta_0 = 1$; $c_e = +0,8$ (Face au vent) $c_e = -0,5$ (Face sous le vent) ; $c_i = +0,3$ dans le cas de surpression et $c_i = -0,3$ dans le cas de la dépression.
(c_i et c_e étant les coefficients intérieurs et extérieurs)
La direction du vent qui nous donne l'effet le plus défavorable est la direction du vent qui frappe la facade latérale droite ou gauche.



La salle polyvalente est situeé dans la région II sur un site exposé. Donc on a $q = 71$ kg/m² dans le cas d'un vent normal et $q = 124,25$ kg/m² dans le cas d'un vent extrême.

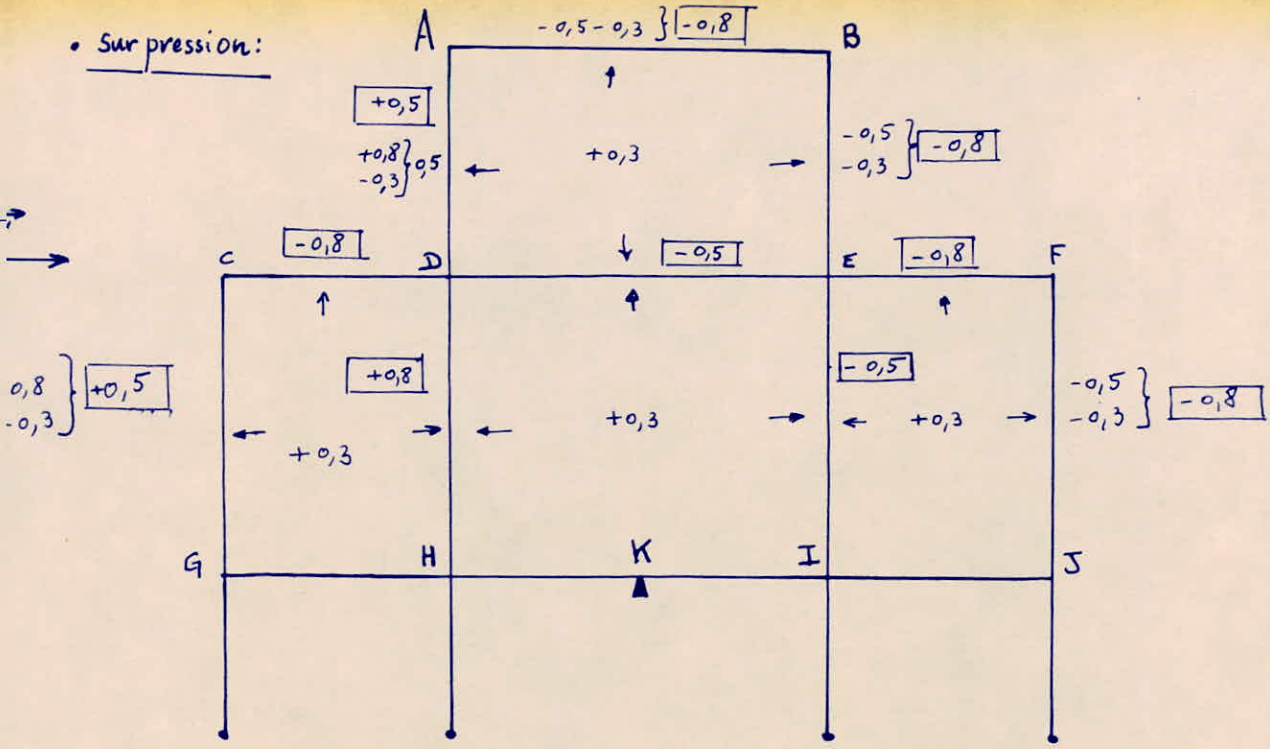
1°) Action résultante du vent sur le Portique PQ2.

a) Cas de la surpression :



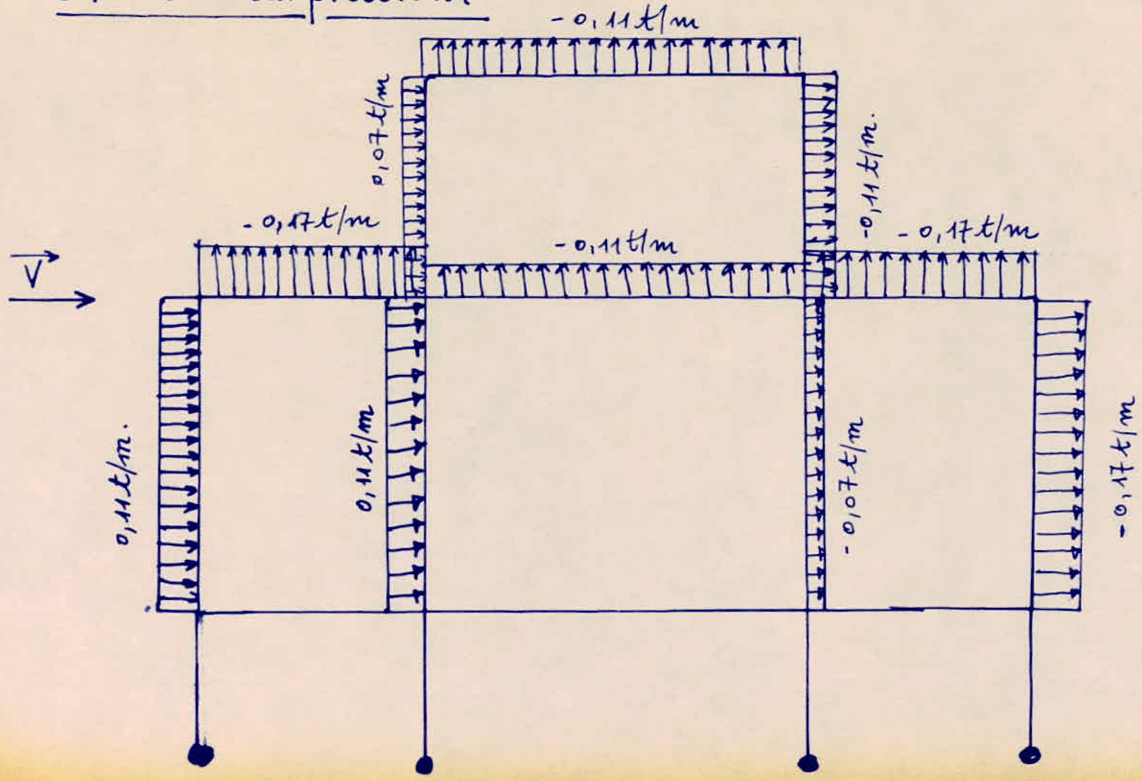
6.00
Vent
1.90
3.00

• Sur pression:

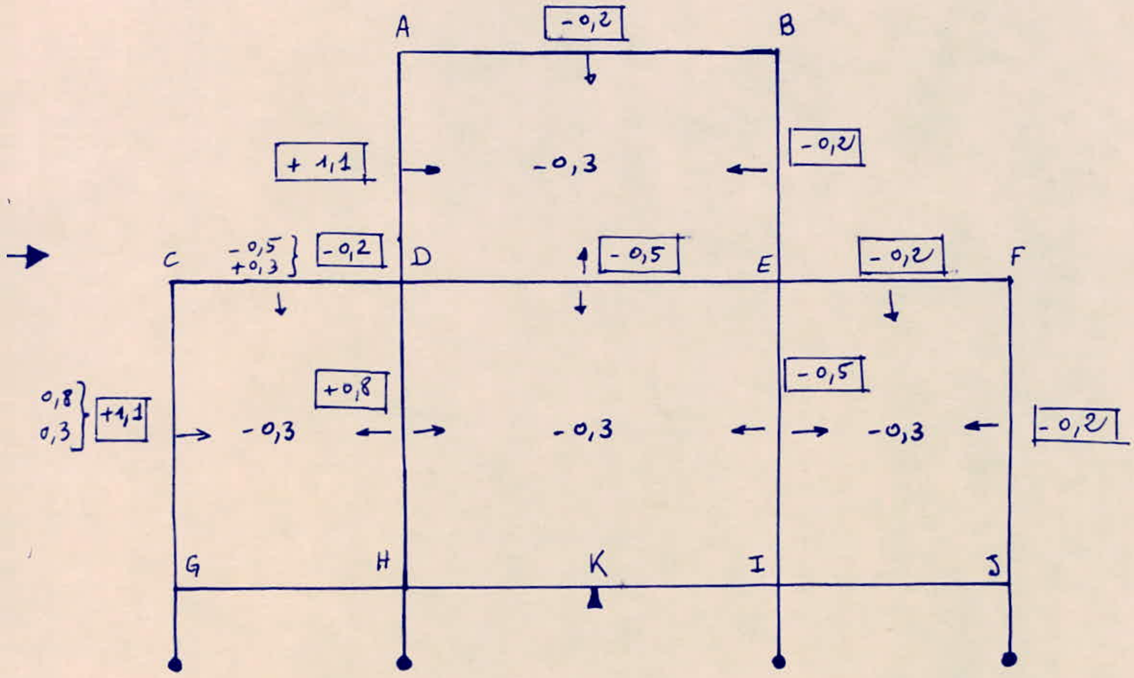


CG : $0{,}5 \times 71 \times 3 = 106{,}5$ kg/m $\Rightarrow$ CG $= 0{,}11$ t/m.
AD : $0{,}5 \times 71 \times 1{,}9 = 67{,}45$ kg/m $\Rightarrow$ AD $= 0{,}07$ t/m
DH : $0{,}8 \times 71 \times 1{,}9 = 107{,}92$ kg/m $\Rightarrow$ DH $= 0{,}11$ t/m.
AB : $-0{,}8 \times 1{,}9 \times 71 = -107{,}92$ kg/m $\Rightarrow$ AB $= -0{,}11$ t/m.
CD : $-0{,}8 \times 3 \times 71 = -170{,}40$ kg/m $\Rightarrow$ CD $= -0{,}17$ t/m.
DE : $-0{,}5 \times 3 \times 71 = -106{,}50$ kg/m $\Rightarrow$ DE $= -0{,}11$ t/m.
EF : $-0{,}8 \times 3 \times 71 = -170{,}40$ kg/m $\Rightarrow$ EF $= -0{,}17$ t/m.
BE : $-0{,}8 \times 1{,}9 \times 71 = -107{,}92$ kg/m $\Rightarrow$ BE $= -0{,}11$ t/m.
EI : $-0{,}5 \times 1{,}9 \times 71 = -67{,}45$ kg/m $\Rightarrow$ EI $= -0{,}07$ t/m.
FJ : $-0{,}8 \times 3 \times 71 = -170{,}40$ kg/m $\Rightarrow$ FJ $= -0{,}17$ t/m.

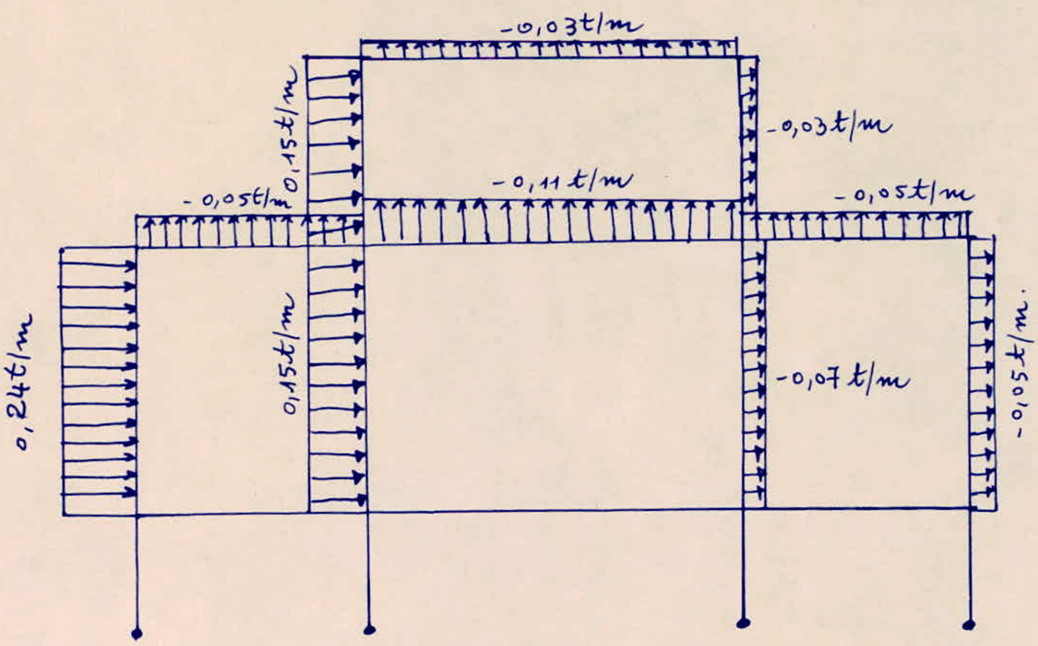
CAS de la surpression:



b) Cas de la Dépression.



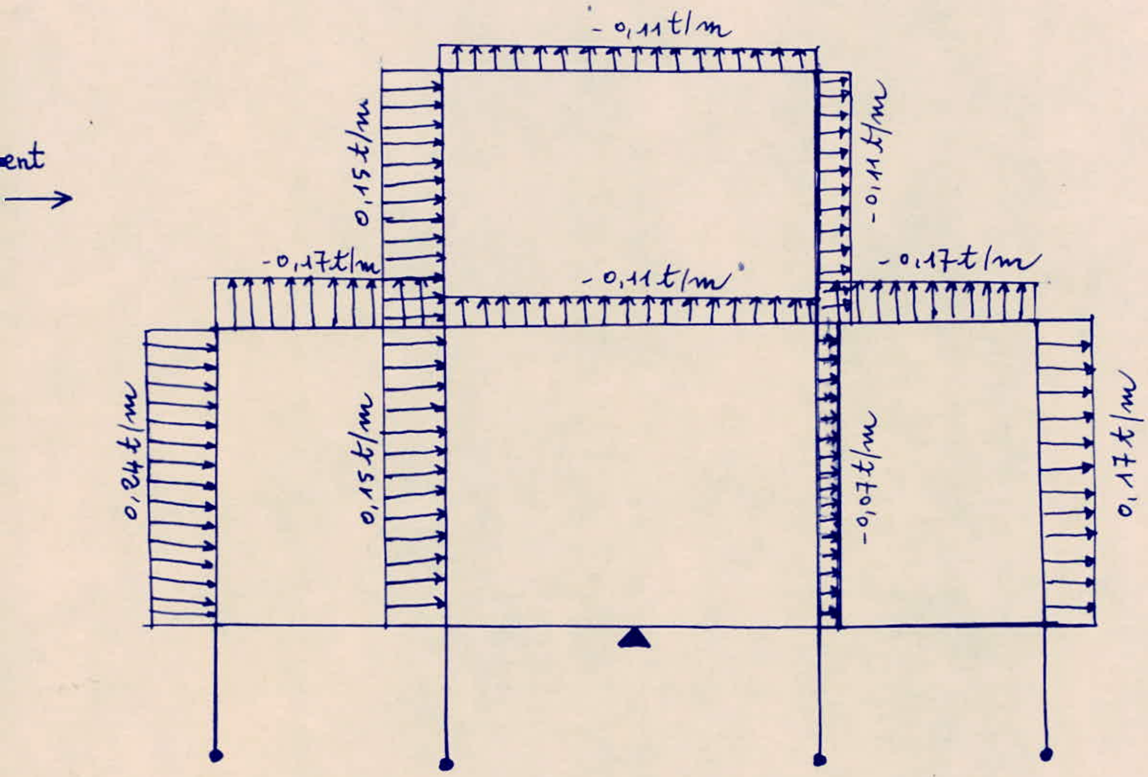
CG : 1,1 x 3 x 71 = 234,3 kg/m ⟹ CG = 0,24 t/m.
AD : 1,1 x 1,9 x 71 = 148,39 kg/m ⟹ AD = 0,15 t/m.
DH : 1,9 x 0,8 x 71 = 107,92 kg/m ⟹ DH = 0,11 t/m.
BE : -0,2 x 1,9 x 71 = 26,98 kg/m ⟹ BE = 0,03 t/m.
EI : -0,5 x 1,9 x 71 = 67,45 kg/m ⟹ EI = 0,07 t/m.
FJ : -0,2 x 3 x 71 = 42,60 kg/m ⟹ FJ = 0,05 t/m.
AB : -0,2 x 1,9 x 71 = 26,98 kg/m ⟹ AB = 0,03 t/m.
CD : -0,2 x 3 x 71 = 42,60 kg/m ⟹ CD = 0,05 t/m.
DE : -0,5 x 3 x 71 = 106,50 kg/m ⟹ DE = 0,11 t/m.
EF : -0,2 x 3 x 71 = 42,60 kg/m ⟹ EF = 0,05 t/m



c) Action résultante totale du Vent normal sur le Portique PQ2.

Vent Normal:

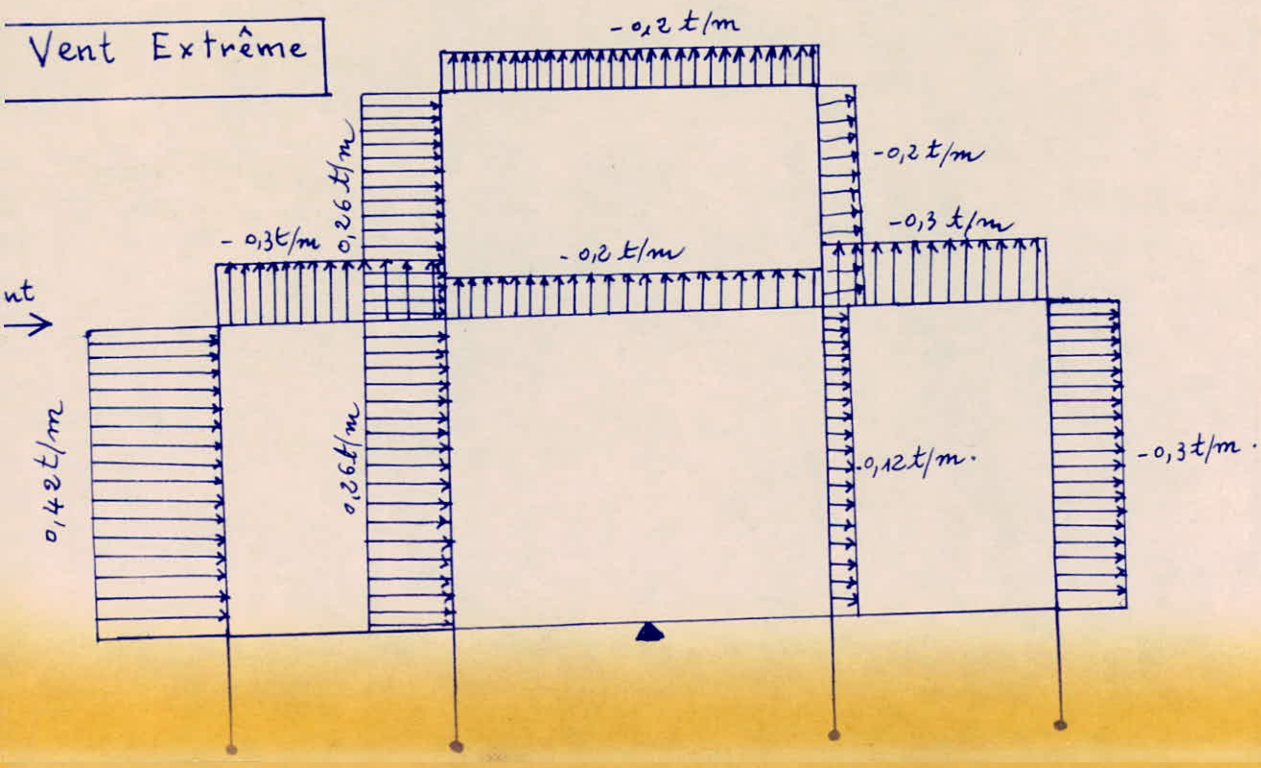
PQ2.



Pour avoir les effets du vent extrême sur le portique PQ2, on multiplie le diagramme Vent normal par 1,75.

$$\boxed{\frac{Ve}{Vn} = 1{,}75.}$$

Vent Extrême



ETUDE du VENT (Bloc B)

BLOC B : On peut appliquer la méthode simplifiée dans le cas où la construction est constituée par 1 bloc unique, ou des blocs accolés à toiture unique.
- La base au niveau du sol est un rectangle de longueur a et de largeur b. La hauteur h, différence entre le niveau de la base de la construction et le niveau de la crête de la toiture est inférieure ou égale à 30 m.
- Les dimensions doivent obligatoirement respecter les conditions suivantes :

$$\frac{h}{a} \geq 0,25$$

$\frac{h}{a} \leq 2,5$ avec la condition supplémentaire $\frac{b}{a} \leq 0,4$ si $\frac{h}{b} > 2,5$.

$f \leq \frac{h}{2}$ pour les toitures à deux versants plans.

$f \leq \frac{3}{2}h$ pour les toitures en voûte.

- La couverture est :

soit une toiture-terrasse
- une toiture unique de hauteur f à 1 ou 2 versants plans inclinés au plus de 40° sur l'horizontale.
- une voûte dont le plan tangent à la naissance des directrices de la voûte est incliné au plus de 40° et au moins de 22° sur l'horizontale.

- Les parois verticales doivent : - reposer directement sur le sol.
  - être planes sans décrochements.
  - présenter une perméabilité μ (R.III - 1,313) inférieure ou égal à 5 ou pour une seule d'entres-elles égale ou supérieure à 35.

- La Construction doit être située sur un terrain sensiblement horizontale dans un grand périmètre.

Dans notre étude on a : $a = 24,615$ m (distance entre un des poteaux)
$b = 9$ m (distance entre un des poteaux).
$h = 7$ m (hauteur totale du bloc B)

On doit avoir : $\frac{h}{a} \geq 0,25 \longrightarrow \frac{7}{24,615} = 0,284 > 0,25$ (condition vérifiée).

$\frac{h}{a} \leq 2,5 \longrightarrow 0,284 < 2,5$ (condition vérifiée).

La couverture est une toiture-terrasse.

Les parois verticales reposent directement sur le sol. On n'a pas de décrochement.
$\mu < 5$ Donc on peut appliquer pour le bloc B la Méthode simplifiée.
La direction du vent qui nous donne l'effet le plus défavorable est lorsque le vent frappe la façade laterale du bloc B.

La Région de TIFRIT Naït EL HADJ est une région II située sur un site exposé.

On déduit d'après les tableaux donnés dans le règlement Neige et Vent (R III - 2,92) on déduit les coefficients suivants :

Region	Pression normale	Pression extrême.
II	$k_r = 1,40$	$k_r = 2,45$.

Le coefficient de site est égal à : $k_s = 1,30$ (pour un site exposé).
Les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par la formule : $q = (0,7h + 46)\, k_r \cdot k_s$ (daN/m²)

$\rightarrow q = (46 + 0,7 \times 7)\, 1,4 \times 1,3$ (vent normal)

$\rightarrow$ vent normal $\rightarrow q = 92,64$ daN/m²

vent extrême $\rightarrow q = (46 + 0,7 \times 7)\, 2,45 \times 1,3 = 162$ daN/m²

$$\boxed{\begin{aligned} q_n &= 92,64 \text{ daN/m}^2 \\ q_e &= 162 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}}$$

Ces pressions dynamiques déterminées suivant la règle III - 2,921 doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ donné par le diagramme de la figure R-III-9 en fonction de la plus grande dimension horizontale ou verticale de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul. D'après le diagramme de la figure R III 9 on déduit $\delta = 0,78$. $\Rightarrow$ $q_n = 92,64 \times 0,78 = 72,3$ daN/m².
$q_e = 162 \times 0,78 = 126,4$ daN/m².

• rapport des dimensions :

$$\lambda a = \frac{\text{hauteur faîtage}}{a \text{ (Longueur Bloc B)}} = \frac{7}{24,615} = 0,284$$

$$\lambda b = \frac{\text{hauteur faîtage}}{b \text{ (Largeur bloc B)}} = \frac{7}{9} = 0,78.$$

La direction du vent étant supposée normale aux parois verticales de la construction, les coefficients à prendre en compte sont les suivantes :

• Actions extérieures :

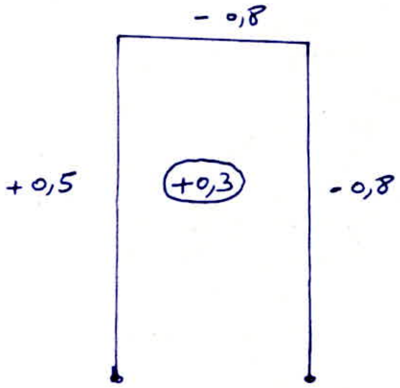
Face au vent : $c_e = +0,8$.
Face sous le vent : $c_e = -0,5$

. Actions intérieures :

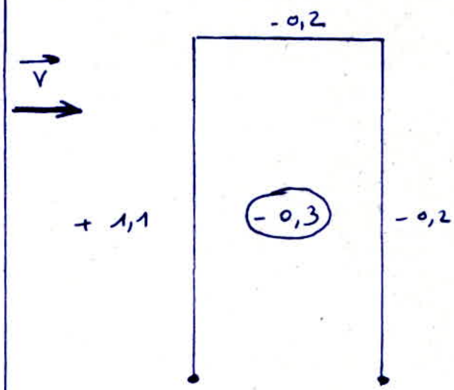
- Cas de la surpression ; $c_i = 0,6(1,8 - 1,3 \times 1) = +0,3$.
- cas de la dépression : $c_i = -0,6(1,3 \times 1 - 0,8) = -0,3$.

Action résultante du vent sur la Construction :

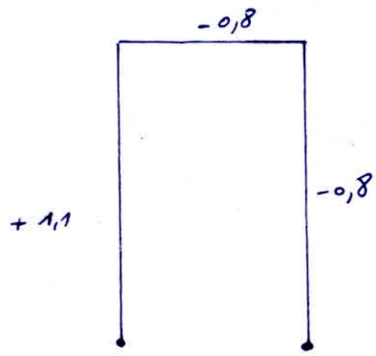
Cas 1 : Surpression,



Cas 2 : Dépression



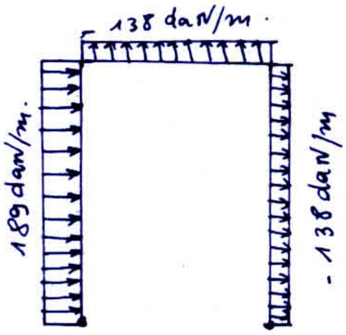
Action resultante totale sur la construction :



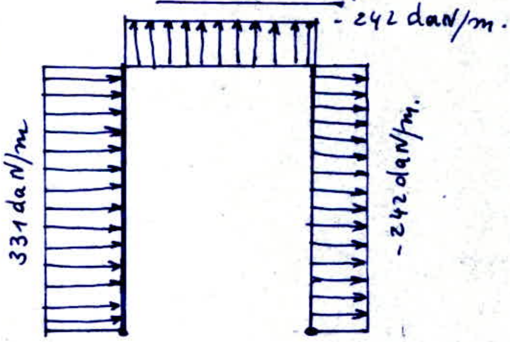
On déduit le diagramme des charges :

Portique de rive : PQ11.

Vent normal :

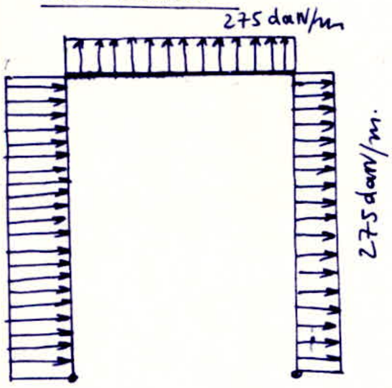


Vent extrême :

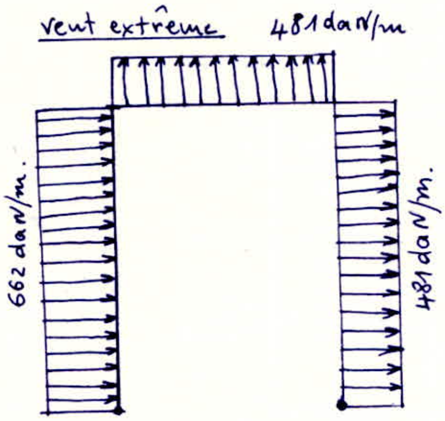


Portique intermédiaire PG 10 :

Vent normal



Vent extrême



En considérant les sollicitations totales pondérées du 1er genre et du 2e genre, on a trouvé que la sollicitation qui nous donnait l'effet le plus défavorable était la sollicitation totale pondérée du 1er genre : $G + 1,2\,P$. Donc les portiques appartenant au bloc B seront calculés suivant cette dernière.

Les contraintes admissibles dans le béton et l'acier pour une telle sollicitation sont les suivantes :

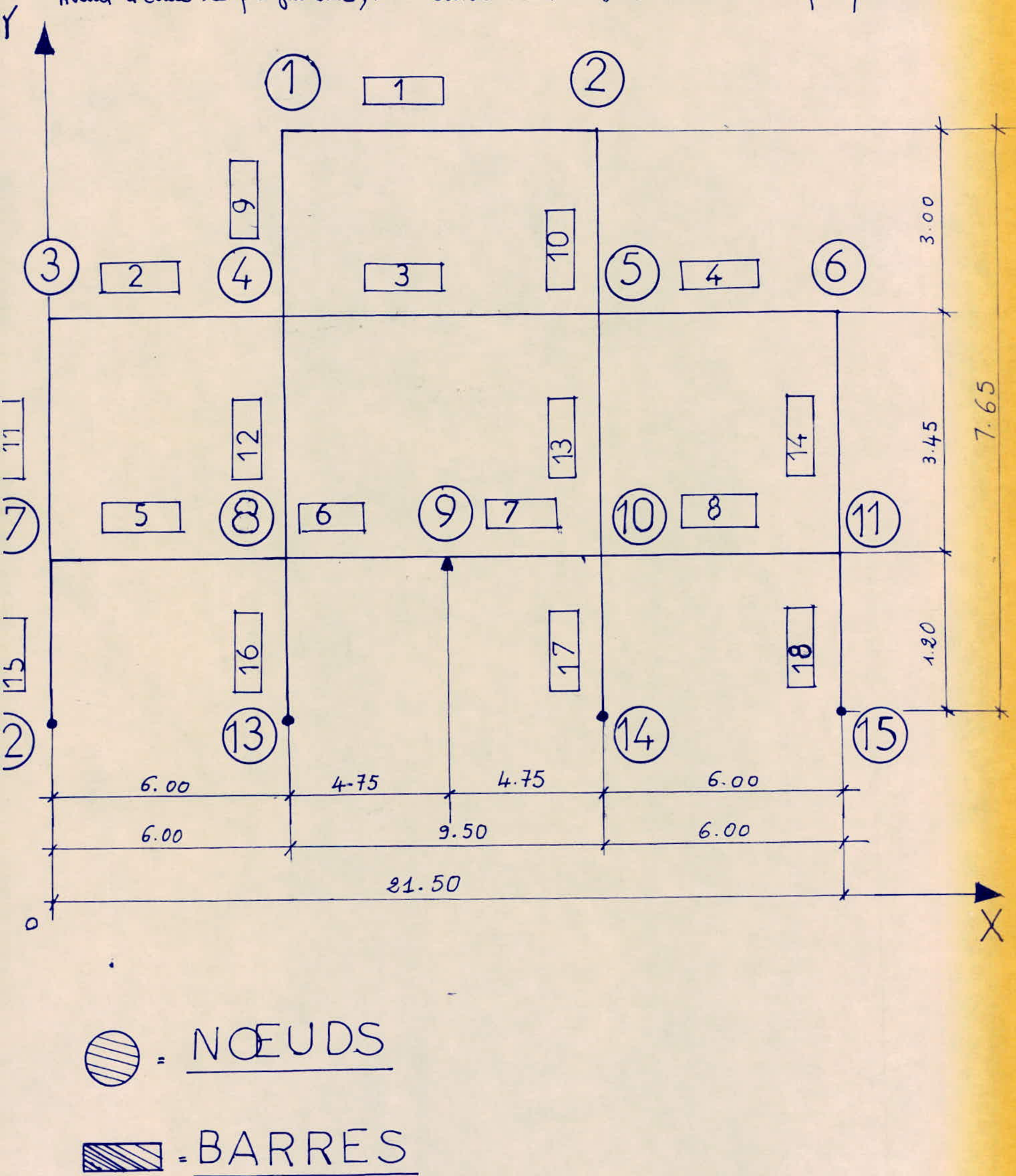
$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 .$$

Ayant déterminé tous les efforts sur le Portique PQ2 (Charge permanente - Surcharges non majorées - Vent normal - Vent extrême) on peut dresser le Programme STRESS.
Avant d'écrire le programme, numérotons les nœuds et les barres du portique considéré.



N° des barre	Section des barres	Surface des barres (cm^2)	Inertie des barres cm^4.
1	25 x 80	2000	1066660
2	25 x 60	1500	450000
3	25 x 80	2000	1066660
4	25 x 60	1500	450000
5	25 x 60	1500	450000
6	25 x 60	1500	450000
7	25 x 60	1500	450000
8	25 x 60	1500	450000
9	25 x 50	1250	260416
10	25 x 50	1250	260416
11	25 x 25	625	32552
12	25 x 50	1250	260416
13	25 x 50	1250	260416
14	25 x 25	625	32552
15	25 x 25	625	32552
16	25 x 50	1250	260416
17	25 x 50	1250	260416
18	25 x 25	625	32552

PROGRAMME STRESS

```
STRUCTURE SALLE PØLYVALENTE PQ 2
TYPE PLANE FRAME
NUMBER ØF JØINTS 15
NUMBER ØF MEMBERS 18
NUMBER ØF SUPPØRTS 5
NUMBER ØF LØADINGS 8
JØINT CØØRDINATES
 1     600.    765.
 2    1550.    765.
 3       0.    465.
 4     600.    465.
 5    1550.    465.
 6    2150.    465.
 7       0.    120.
 8     600.    120.
 9    1075.    120.    S
10    1550.    120.
11    2150.    120.
12       0.      0.    S
13     600.      0.    S
14    1550.      0.    S
15    2150.      0.    S
MEMBER INCIDENCES
 1   1   2
 2   3   4
 3   4   5
 4   5   6
 5   7   8
 6   8   9
 7   9  10
 8  10  11
 9   4   1
10   5   2
11   7   3
12   8   4
13  10   5
14  11   6
15  12   7
16  13   8
17  14  10
18  15  11
JØINT RELEASES
 9 MØMENT Z
12 MØMENT Z
13 MØMENT Z
14 MØMENT Z
15 MØMENT Z
```

```
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
1 AX 2000. IZ 1066660.
2 AX 1500. IZ 450000.
3 AX 2000. IZ 1066660.
4 AX 1500. IZ 450000.
5 AX 1500. IZ 450000.
6 AX 1500. IZ 450000.
7 AX 1500. IZ 450000.
8 AX 1500. IZ 450000.
9 AX 1250. IZ 260416.
10 AX 1250. IZ 260416.
11 AX 625. IZ 32552.
12 AX 1250. IZ 260416.
13 AX 1250. IZ 260416.
14 AX 625. IZ 32552.
15 AX 625. IZ 32552.
16 AX 1250. IZ 260416.
17 AX 1250. IZ 260416.
18 AX 625. IZ 32552.
CØNSTANTS E 126000 ALL
TABULATE ALL
LØADING 1 CHARGE PERMANENTE
MEMBER LØADS
1 FØRCE Y UNIF -18.6
2 FØRCE Y UNIF -26.
3 FØRCE Y UNIF -36.
4 FØRCE Y UNIF -26.
5 FØRCE Y UNIF -16.6
6 FØRCE Y UNIF -4.
7 FØRCE Y UNIF -4.
8 FØRCE Y UNIF -16.6
LØADING 2 SURCHARGES
MEMBER LØADS
1 FØRCE Y UNIF -2.
2 FØRCE Y UNIF -3.
3 FØRCE Y UNIF -3.
4 FØRCE Y UNIF -3.
5 FØRCE Y UNIF -3.
6 FØRCE Y UNIF -4.2
7 FØRCE Y UNIF -4.2
8 FØRCE Y UNIF -3.
LØADING 3 VENT NORMAL
MEMBER LØADS
1 FORCE Y UNIF 1.1
2 FORCE Y UNIF 1.7
3 FORCE Y UNIF 1.1
4 FORCE Y UNIF 1.7
```

```
9 FØRCE Y UNIF -1.5
10 FØRCE Y UNIF -1.1
11 FØRCE Y UNIF -2.4
12 FØRCE Y UNIF -1.5
13 FØRCE Y UNIF -0.7
14 FØRCE Y UNIF -1.7
LØADING 4 VENT EXTREME
MEMBER LØADS
1 FØRCE Y UNIF 2.
2 FØRCE Y UNIF 3.
3 FØRCE Y UNIF 2.
4 FØRCE Y UNIF 3.
9 FØRCE Y UNIF -2.6
10 FØRCE Y UNIF -2.
11 FØRCE Y UNIF -4.2
12 FØRCE Y UNIF -2.6
13 FØRCE Y UNIF -1.2
14 FØRCE Y UNIF -3.
LØADING 5 G+1.2P
CØMBINE 1 1. 2 1.2
LØADING 6 G+P+V
CØMBINE 1 1. 2 1. 3 1.
LØADING 7 G+1.5P+1.5V
CØMBINE 1 1. 2 1.5 3 1.5
LØADING 8 G+P+1.03V
CØMBINE 1 1. 2 1. 4 1.03
TRACE
SOLVE
```

DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS.

Portique PQ2

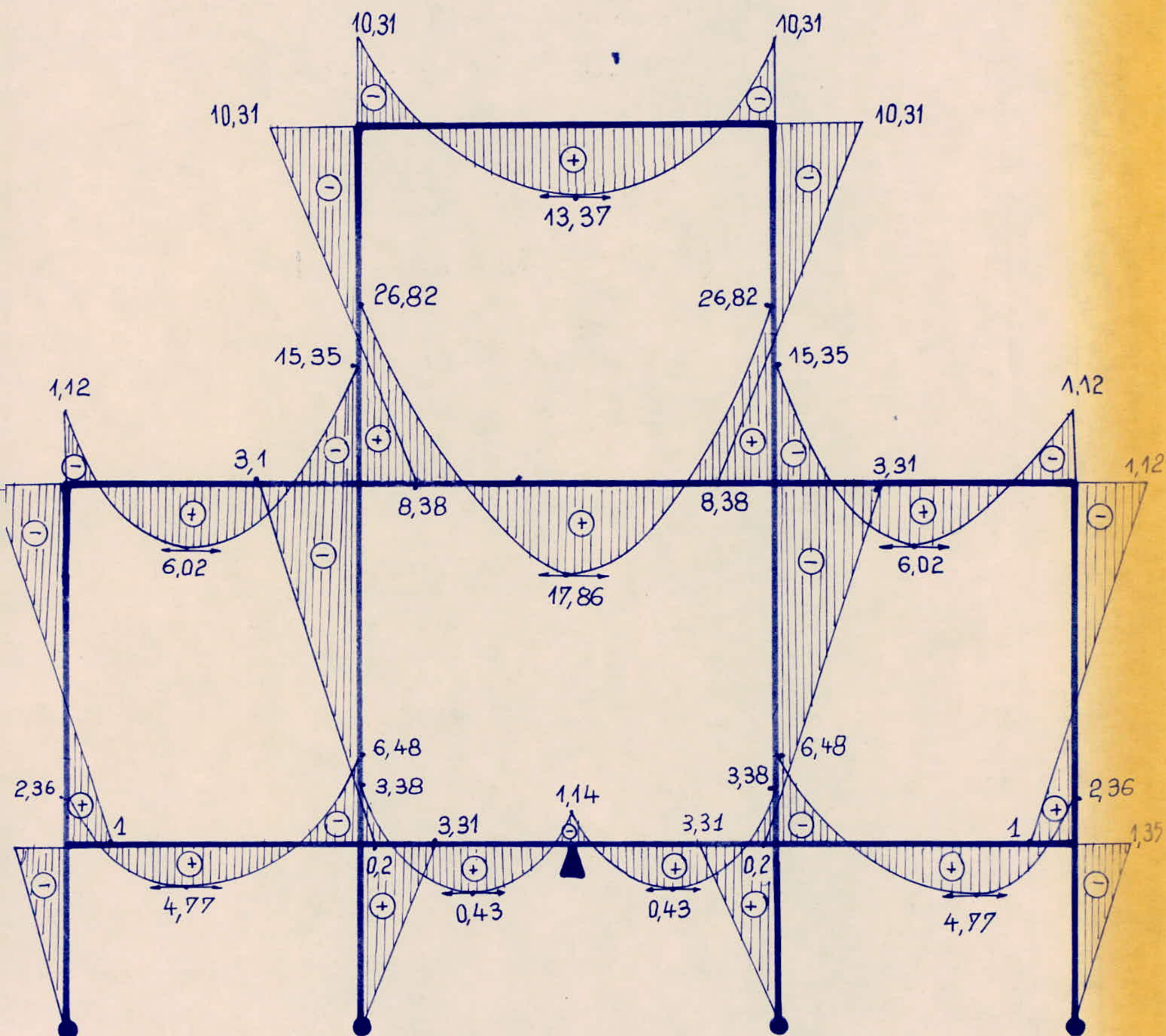


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS PORTIQUE PQ2

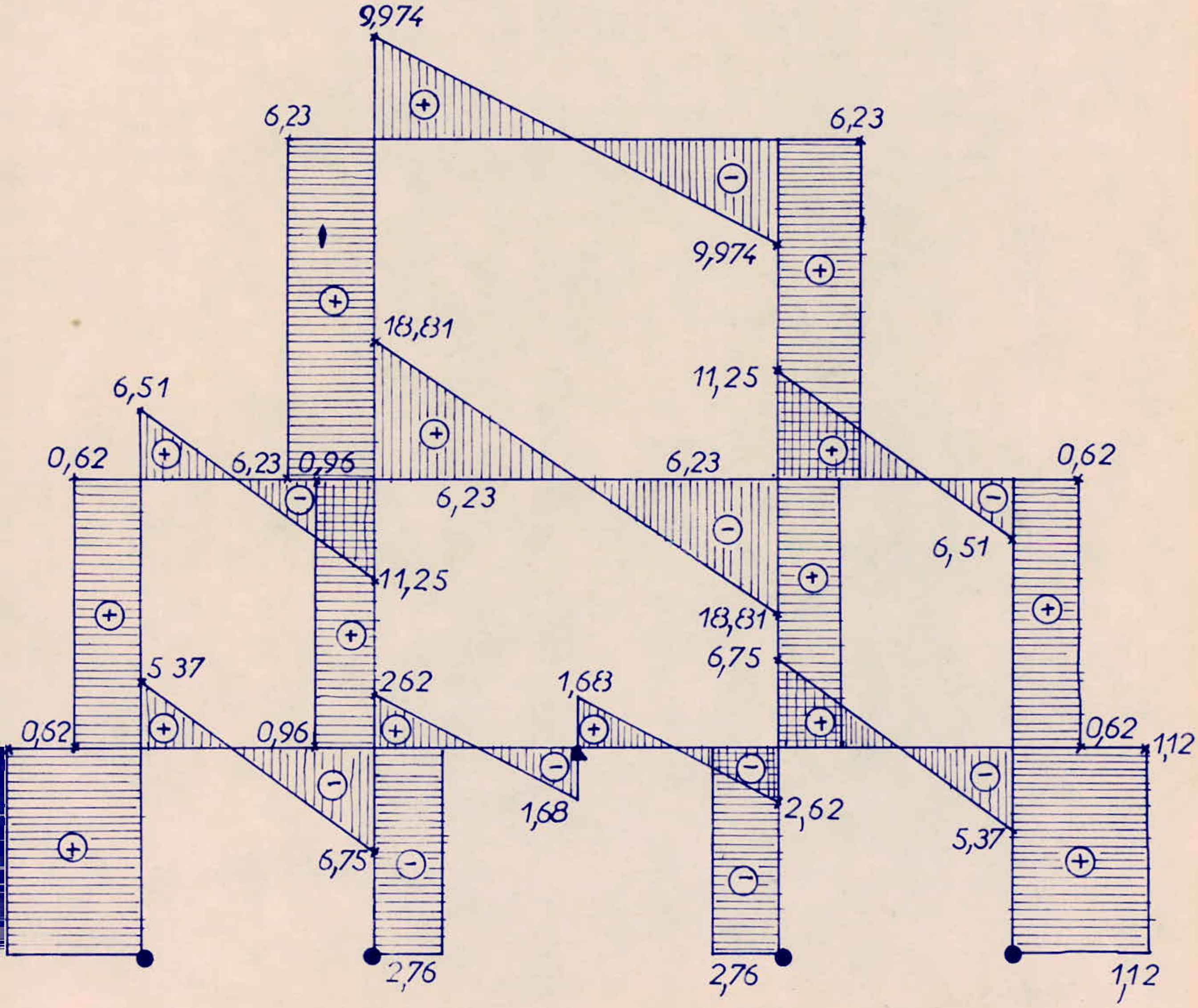
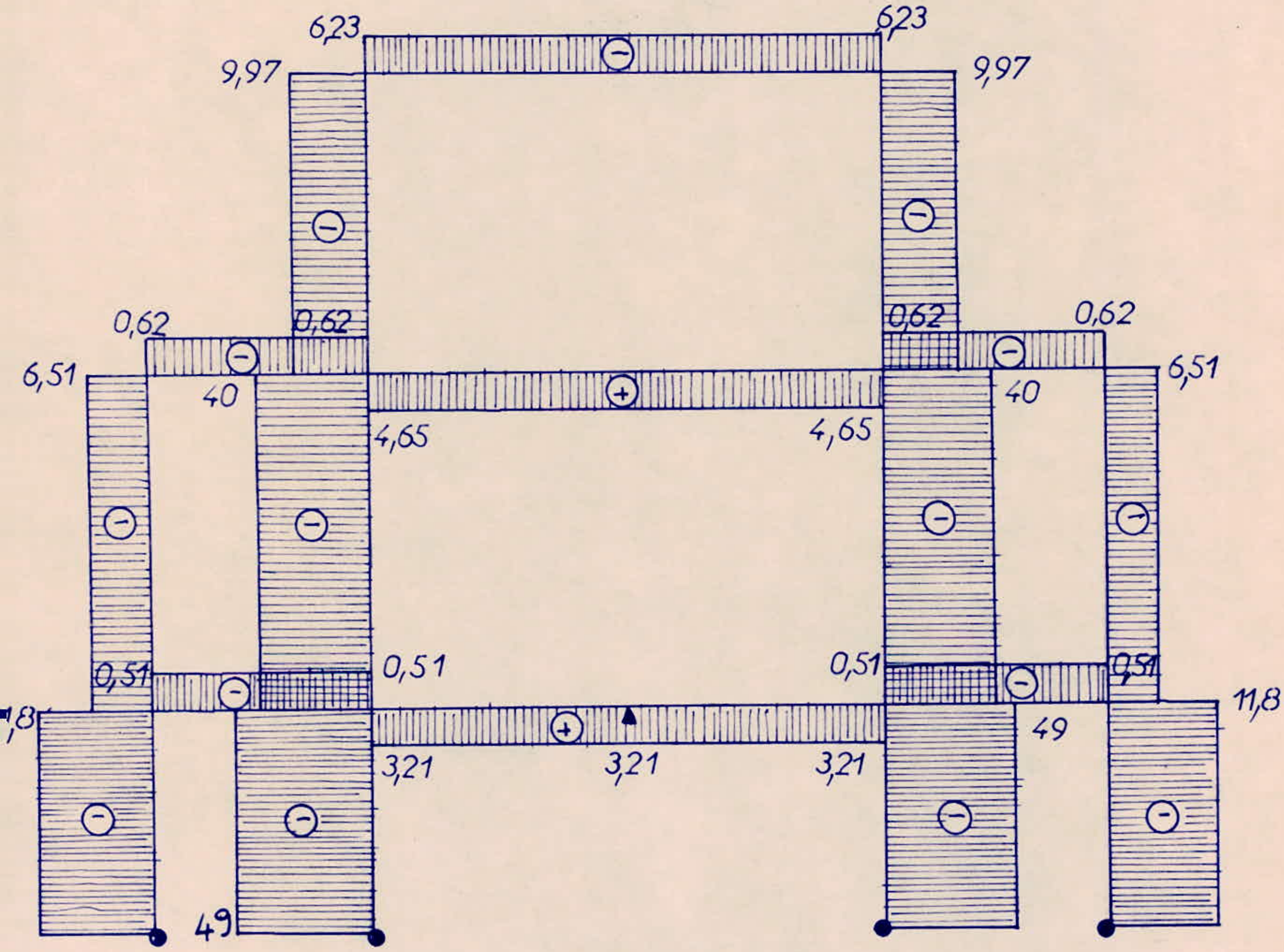


DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX PORTIQUE PQ2



Le programme STRESS nous donne comme sollicitation la plus défavorable, la sollicitation totale pondérée du premier genre $G + 1,2P$.
Connaissons la sollicitation la plus défavorable $(G+1,2P)$ on peut tracer le diagramme des Moments fléchissants, le diagramme des efforts tranchants et le diagramme des efforts normaux.

C. Calcul du Ferraillage:

. Calcul des traverses :

Les traverses sont calculées en flexion composée.
Considérons la traverse $\boxed{1}$

Justification de la section

La traverse 1 a une section de 25X80.
Calculons le moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha}\left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$

avec $\bar{\alpha} = \dfrac{15\,\bar{\sigma}_b'}{15\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a}$: $\left.\begin{array}{l}\bar{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2\end{array}\right\} \Longrightarrow \bar{\alpha} = \dfrac{2055}{4855} = 0,423$.

$\left(1 - \dfrac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 1 - 0,141 = 0,859$.

$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 25 \times \overline{76,5}^2 \times 0,423 \times 0,859 \times 137 = 36,415\ t.m$.

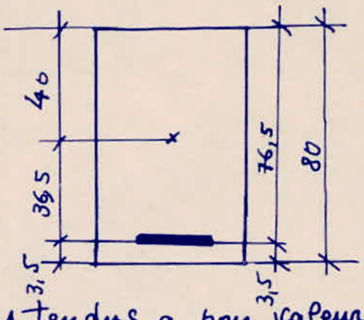
$M_{rb} > M_{max}$ appliqué $\Longrightarrow$ la section de 25X80 a été convenablement choisie.

. Ferraillage en travée:

$e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{13,37}{6,23} = 2,146\ m$.

$e_0 > \dfrac{h_t}{6} = 13,33\ cm \Longrightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

$e_0 > \dfrac{h_t}{2} = 40\ cm$, $\bar{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2$.



Le moment de flexion par rapport aux aciers tendus a pour valeur :
$M = 13370 \times 10^2 + 6230 \times 36,5 = 1564,39 \times 10^3\ kg.cm$.
Dans ces conditions $\mu = \dfrac{15 \times 15643,9 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{76,5}^2} = 0,05723$

D'après les tableaux donnés dans l'ouvrage intitulé "Le calcul et la vérification des ouvrage en béton armé" de Pierre CHARON on a :
$\mu = 0,0573 \Rightarrow k = 35,2$; $\varepsilon = 0,9004$
d'où $A_1 = \dfrac{15643,9 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0,9004 \times 76,5} = 8,11\ cm^2$ On en déduit la section d'acier nécessaire :
$A = 8,11 - \dfrac{6230}{2800} = 8,11 - 2,225 = 5,885\ cm^2 \Longrightarrow$ $\boxed{4T14 \quad \text{avec } A = 6,15\ cm^2}$.

vérification des contraintes:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{35,2} = 79,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

Vérifions si pour des T 14, la contrainte adoptée de 2800 kg/cm² est admissible. on considère que la fissuration est préjudiciable ($k = 10^6$.)

$$\sigma_1 = \frac{k\,\eta}{\phi}\,\frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = \qquad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,15}{25\times7} = 0,035$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{\eta\,k\,\bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

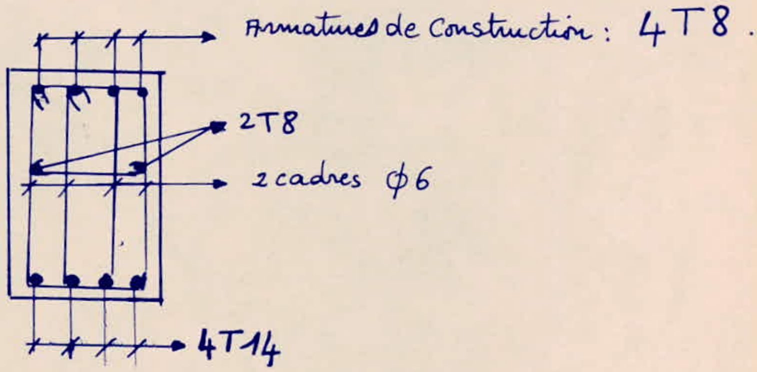
$\eta = 1,6$ Pour les aciers Haute adhérence

$$\sigma_1 = \frac{10^6\times1,6\times0,035}{14\,(1+0,35)} = 2963 \text{ bars} = 3019 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 1993 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{Max}(\sigma_1,\sigma_2) = 3019 \text{ kg/cm}^2$$

Donc la contrainte d'acier de 2800 kg/cm² est bien admissible

Ferraillage en travée:

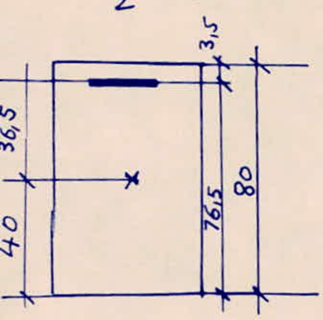


Ferraillage en appui: (chapeaux)

$M = -10,31\,t.m.$
$N = 6,23\,t.$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10,31}{6,23} = 1,655\,m.$$

$e_0 > \frac{ht}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée.
$e_0 > \frac{ht}{2} \Longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 137$ kg/cm².



Moment de flexion par rapport aux aciers tendus:

$$\mathcal{M} = 10,31\times10^5 + 6,23\times0,365 = 12,584 \text{ kg.cm.}$$

Dans ces conditions, $\mu = \frac{15\times12584\times10^2}{28\times10^2\times25\times76,5^2} = 0,0461$

$\mu = 0,0461 \Longrightarrow k = 40,2\,;\ \varepsilon = 0,9094$ On déduit

$$A_1 = \frac{12584\times10^2}{28\times10^2\times0,9094\times76,5} = 6,46\text{cm}^2 \Longrightarrow A = 6,46 - \frac{6230}{2800} =$$

$A = 4,235\text{ cm}^2 \Longrightarrow 4T12$ avec $A = 4,52\text{ cm}^2$.

vérification des contraintes: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{40,2} = 69,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$

Vérifions la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{4,52}{25\times7} = 0,026.$$

$$\sigma_1 = \frac{106 \times 1,6 \times 0,026}{12\,(1+0,26)} = 2751 \text{ bars} = 2803 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Donc pour des T12, la contrainte de 2800 kg/cm² est admissible.

Pour les armatures supérieures on a : $\bar{\tau}_d = 1,25 \times \overline{1,5}^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$

$$l = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,2 \times 2800}{4 \times 16,6} = 50,60 \text{ cm}.$$

l'ancrage peut commencer à une distance du nu intérieur de l'appui égal à :

$$C = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 9975}{25 \times 68,5} = 11,65 \text{ cm}.$$ D'où la longueur nécessaire du nu de l'appui pour un ancrage en barre droite : $50,60 + 11,65 = 62,25$ cm. Nous allons prévoir un retour d'équerre.

Les armatures transversales sont constituées par 2 cadres $\phi 6$.

Aux appuis, nous avons $T = 9975$ kg

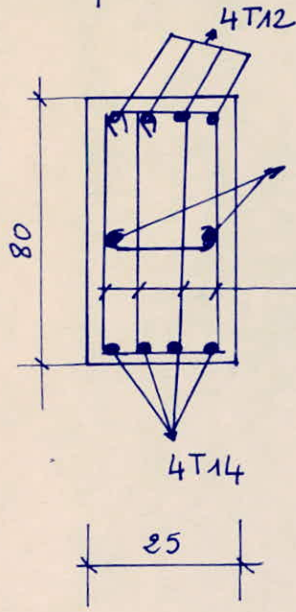
$$\tau = \frac{T}{bz} = \frac{9975}{25 \times 66,94} = 5,96 \text{ kg/cm}^2.$$

On a $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau} = \left(4,5 - \frac{69,65}{68,5}\right) 5,9 = 20,53 \text{ kg/cm}^2$. on a $\tau < \bar{\tau}$.

$$\sigma_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b}\right)\sigma_{en} = \left(1 - \frac{5,96}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 2131 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = \frac{A_t\, z\, \sigma_{at}}{T} = \frac{1,13 \times 66,94 \times 2131}{9975} = 16,1596 \text{ cm}$$

$l = \frac{9,50}{2} = 4,75 \sim 5$ on adopte la répartition de M Caquot. Nous placerons le premier plan d'armatures transversales à 4 cm du nu du montant et nous prendrons 5 intervalles de 16 cm ; 5 × 20 ; 5 × 25, 5 × 30



Section sur appui.

cadre $\phi 6$ e = 5 × 16 ; 5 × 20 ; 5 × 25 ; 5 × 30
(Disposition de Mr CAQUOT.)

Calcul de la traverse $\boxed{3}$

Moment en travée : $M_t = 17,86\ t.m$.
Moment sur appui : $M_a = -26,82\ t.m$.

Justification de la section : 25 x 80

On a trouvé dans le calcul de la traverse 1 que le moment résistant du béton est égal à 36,415 t.m . Ce moment résistant du béton est le même dans la traverse N° 3.
$M_{rb} = 36,415\ t.m < M_{max} = 26,82\ t.m \Rightarrow$ la section de 25X80 a été choisie convenablement. Calculons le ferraillage en travée.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17,86}{4,65} = 3,84\ m$. ($N$ étant l'effort normal de traction.)

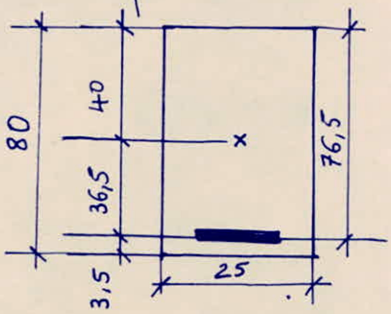
$e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ La résultante des forces extérieures (Traction) passe en dehors de la section, donc cette dernière est partiellement comprimée.

$\bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$.

Le moment fictif $\mathcal{M}$ par rapport aux aciers tendus a pour valeur :

$\mathcal{M} = 17,86 \times 10^5 - 4,65 \times 0,365 \times 10^5 =$

$$\boxed{\mathcal{M} = 16,163 \times 10^5\ kg \times cm}$$



En flexion simple sous l'effet du moment fictif $\mathcal{M}$ on a :

$$\mu = \frac{15 \times 16163 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 76,5^2} = 0,05918.$$

Pour $\mu = 0,0592 \Rightarrow k = 34,5$; $\varepsilon = 0,899$.

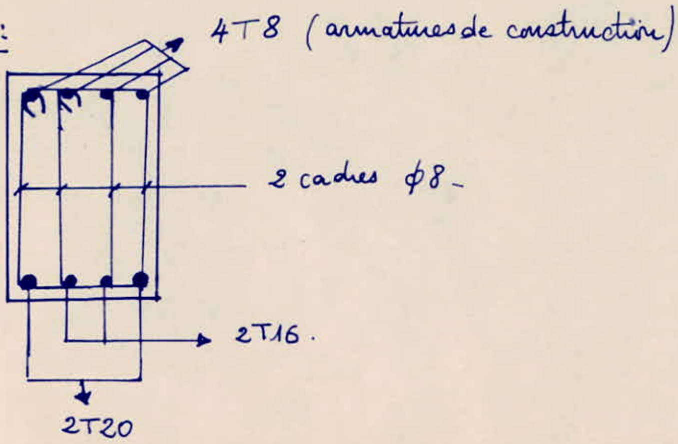
On déduit $A_1 = \frac{16163 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0,899 \times 76,5} = 8,39\ cm^2$.

D'où A nécessaire est égale à :

$$A = A_1 + \frac{N}{2800} = 8,39 + \frac{4650}{2800} = 8,39 + 1,66 = 10,05\ cm^2.$$

$\Rightarrow \boxed{2T20 + 2T16} \Rightarrow A = 10,30\ cm^2$.

Section en travée :



Section sur appui :

$M = 26{,}82\ t.m.$

$N = 4{,}65\ t.$ $\quad e_0 = \dfrac{26{,}82}{4{,}65} = 5{,}77\,m.$

$e_0 > \dfrac{ht}{6} \Rightarrow$ la résultante des forces extérieures (Traction) passe en dehors de la section, donc cette dernière est partiellement comprimée.

$e_0 > \dfrac{ht}{2} \Rightarrow \sigma'_b = 137\ kg/cm^2$. Le moment de flexion fictif par rapport aux aciers tendus a pour valeur :

$$\mathcal{M}_f = 26{,}82 \times 10^5 - 1{,}697 \times 10^5 = 25{,}123 \times 10^5\ kg.cm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 25123 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{76{,}5}^2} = 0{,}09198 \sim 0{,}0921$$

$\mu = 0{,}0921 \Rightarrow k = 26{,}1\ ;\ \varepsilon = 0{,}8783$

$$\Longrightarrow \quad A_1 = \frac{25123 \times 10^2}{0{,}8783 \times 76{,}5 \times 28 \times 10^2} = 13{,}35\ cm^2$$

On déduit la section d'acier nécessaire : $\quad A = A_1 + \dfrac{N}{\bar\sigma_a} = 13{,}35\ cm^2 + 1{,}6607 = 15\ cm^2$

$A = 15\,cm^2.$

$\Longrightarrow$ 4T20 + 2T14 (en chapeaux).

$\boxed{4T20 + 2T14} \Longrightarrow A = 12{,}56 + 3{,}07 = 15{,}63\ cm^2.$

- Vérification des contraintes :

Section en travée : $\quad \sigma'_b = \dfrac{\bar\sigma_a}{k} = \dfrac{2800}{34{,}5} = 81{,}16\ kg/cm^2 < \bar\sigma'_b = 137\ kg/cm^2$ (vérifiée)

Section sur appui : $\quad \sigma'_b = \dfrac{\bar\sigma_a}{k} = \dfrac{2800}{26{,}1} = 107{,}28\ kg/cm^2 < \bar\sigma'_b = 137\ kg/cm^2$ (vérifiée)

- Vérifions la fissuration : Le diamètre de la plus grosse des barres tendues a pour valeur

$\phi = 20\ mm \Rightarrow \quad \sigma_1 = \dfrac{10^6 \times 1{,}6 \times 0{,}078}{20\,(1 + 0{,}78)} = 3505\ bars = 3572\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2.$

$\varpi_f = \dfrac{A}{B_f} = \dfrac{15{,}63}{8 \times 25} = 0{,}078.$

On remarque que pour des $\phi 20$, la contrainte de $2800\ kg/cm^2$ est bien admissible.

Au niveau des appuis, nous avons pour les armatures supérieures $\bar\tau_d = 1{,}25\,\overline{\psi_d}^2 \cdot \bar\sigma_b$

$\bar\tau_d = 1{,}25 \times \overline{1{,}5}^2 \times 5{,}9 = 16{,}6\ kg/cm^2.$

$l_1 = \dfrac{\phi}{4} \cdot \dfrac{\bar\sigma_a}{\bar\tau_d} = \dfrac{2}{4} \times \dfrac{2800}{16{,}6} = 84{,}34\ cm.$ (on prévoit un retour d'équerre)

Les armatures transversales sont constituées par 2 cadres $\phi 8 \Longrightarrow A_t = 2{,}01\,cm^2.$

$\tau = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{18810}{25 \times 66{,}94} = 11{,}24\ kg/cm^2.$

$\bar\sigma'_{b0} < \sigma'_b \le 2\bar\sigma'_{b0} \Rightarrow \quad \bar\tau_b = \left(4{,}5 - \dfrac{107{,}28}{68{,}5}\right) \times 5{,}9 = (4{,}5 - 1{,}566)\,5{,}9 = 17{,}31\ kg/cm^2$

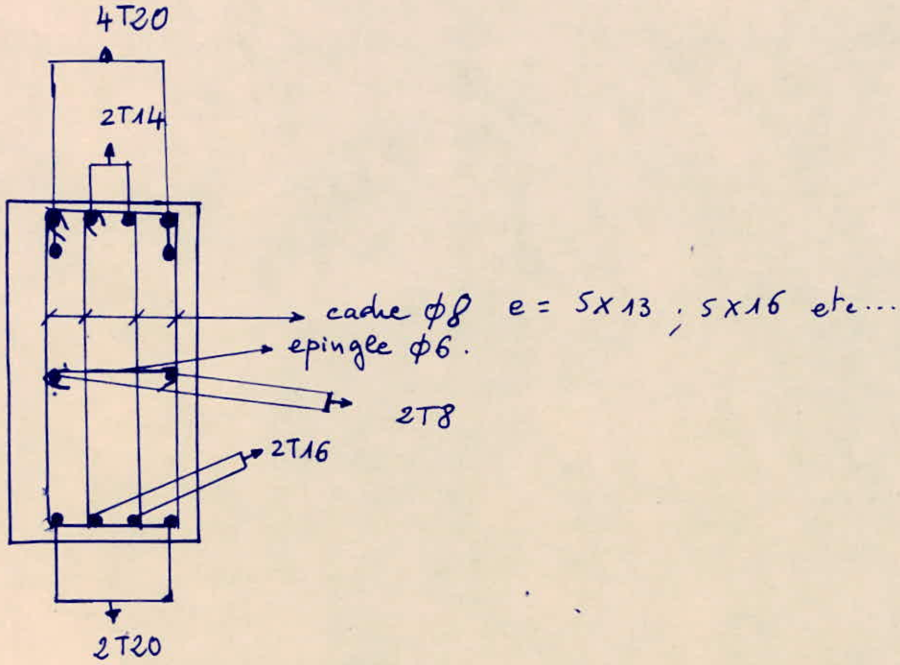
On a $\tau < \bar\tau$ (condition vérifiée)

$\sigma_{at} = \left(1 - \dfrac{\tau}{9\bar\sigma_b}\right)\sigma_{en} = \left(1 - \dfrac{11{,}24}{9 \times 5{,}9}\right) 2400 = (1 - 0{,}212)\,2400 = 1891\ kg/cm^2$

on déduit l'espacement : $\quad t = \dfrac{2{,}01 \times 66{,}94 \times 1891}{18810} = 13{,}5\ cm.$

on adoptera la répartition de Mr Caquot : 5 x 13 ; 5 x 16 ; etc..

Section sur appui:



Le calcul des autres traverses serait analogue aux traverses 1 et 3 -

PQ 2.

N° des Traverses	Ferraillage en travée	Ferraillage sur appui	
	At.	Ag.	Ad.
1	4T14	4T12	4T12.
2	2T10 + 2T12	4T10	4T20.
3	2T20 + 2T16	6T20	6T20.
4	2T12 + 2T10	4T20	4T10.
5	2T12 + 1T10	3T10	3T12.
6	3T10	3T12	3T12.
7	3T10	3T12	3T12.
8	2T12 + 1T10	3T12	3T10.

. Calcul des montants du portique PQ2 :

Les montants seront calculés en flexion composée. Les moments et les efforts normaux pris en compte sont obtenus en combinant les effets des charges permanentes et des surcharges majorées afin d'obtenir la sollicitation la plus défavorable à savoir la sollicitation totale pondérée du 1er genre : $G + 1,2P$.

Considérons le Montant $\boxed{11}$ on a $M = 1,12$ t.m. section 25x25.
$N = 6,51$ t.

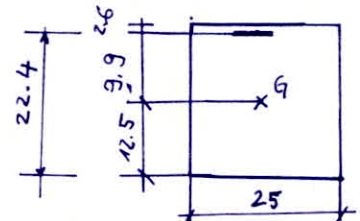
Avant de calculer le montant 11, vérifions le flambement :
on a : Le montant 11 est encastré aux 2 extrémités donc $l_c = 0,5\, l_0 = 0,5 \times 3.45 = 1,725$ m.
si $l_c/a < 14,4$ le flambement est vérifié
si $\frac{l_c}{a} > 14,4$ On doit tenir compte du flambement.

$\frac{172,5}{25} = 6,9 < 14,4$ Donc le flambement est vérifié (cette vérification est valable pour les montants $\boxed{12}$; $\boxed{13}$; $\boxed{14}$.)

Vérifions le flambement pour les montants $\boxed{9}$; $\boxed{10}$. $\frac{l_c}{a} = \frac{150}{25}$ $6 < 14,4$ (vérifiée).
Vérifions le flambement pour les montants 15. 16. 17; 18.
$l_c = 0,707 \times 1,20 = 84,84$ cm $\frac{84,84}{25} = 3,39 < 14,4$ (condition vérifiée).

Soit e_0 l'excentricité du Montant 11 :
$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,12}{6,51} = 17,20 \text{ cm} > \frac{h_t}{6}$ $\longrightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$e_0 > \frac{h_t}{2} \longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.



$M_1 = 112000 + 9,9 \times 6510 = 176449$ kg.cm.

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h_t^2} = \frac{15 \times 1764,49 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 22,4^2} = 0,07535$

D'après les Tableaux on déduit : $\mu = 0,0753 \longrightarrow k = 29,7$; $\varepsilon = 0,8881$.
On déduit $A_1 = \frac{1764,49 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0,8881 \times 22,4} = 3,17 \text{ cm}^2$ d'où la section d'acier nécessaire :

$A = 3,17 - \frac{6510}{2800} = 3,17 - 2,32 = 0,85 \text{ cm}^2$. $A = 0,85 \text{ cm}^2$; $\sigma'_b = \frac{2800}{29,7} = 94,28 < 137 \text{ kg/cm}^2$ (condition vérifiée)

Vérifions le pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$A_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$ $\theta_1 = 1,8$ (le montant 11 est un montant d'angle.)

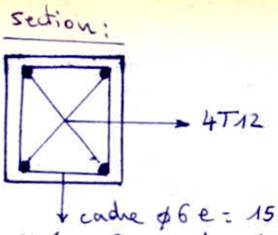
$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$ ($l_c = 0,5\, l_0 = 0,5 \times 345 = 172,5$ cm). $c = 2$ cm ; $a = 25$ cm.

$\theta_2 = 1 + \frac{172,5}{4 \times 25 - 2 \times 2} = 1 + 1,8 = 2,8$; $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,524$.

$\longrightarrow$ $A_m = \frac{1,25 \times 1,8 \times 2,8 \times 1,524 \times 6,51}{68,5} = 0,912 \text{ cm}^2$

$A_m = 0,912 \text{ cm}^2 > 0,85 \text{ cm}^2$ La condition du pourcentage minimal d'armatures longitudinale n'étant pas vérifiée On adoptera une section d'acier nécessaire $> A_m$
On prendra 2T12 pour la partie supérieure. Etant donné qu'on a même effort normal et même moment pour la partie inférieure, On adoptera un ferraillage symétrique 2T12 d'où la représentation de la section :

Section :



Pour le calcul des étriers, on adoptera la règle des 15ϕ on déduit l'espacement des étriers : $e = 15 \times 1{,}2 = 18$ cm. On prendra 15 cm.

considérons le montant 15 : section 25x25. $M = 1{,}35$ t.m. $N = 11{,}9$ t.

$e_0 = \frac{1{,}35}{11{,}9} = 11{,}34 > \frac{ht}{6}$ (donc la section est partiellement comprimée.)

$M_1 = 135000 + 11900 \times 9{,}9 = 252810$ Kg.cm. Dans ces conditions $\mu = \frac{15 \times 2528{,}1 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 22{,}4^2} = 0{,}1079$

D'après les tableaux on déduit : $k = 23{,}5$; $\varepsilon = 0{,}8701$
$\alpha = 0{,}3896$

on a $A_1 = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{2528{,}10 \times 10^2}{0{,}8701 \times 22{,}4 \times 28 \times 10^2} = 4{,}632$ cm² $\Rightarrow A = 4{,}632 - \frac{11900}{2800} = 0{,}382$

on a : $A < A_m$ (section d'acier minimal). On adoptera la même section d'acier pour la partie supérieure et inférieure que le montant 11 c'est à dire au total 4T12.

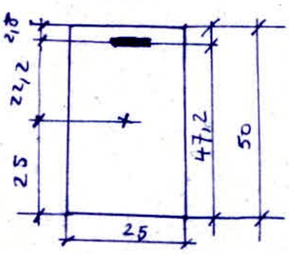
Pour des raisons de symétrie on adoptera le même ferraillage pour les montants $\boxed{14}$ et $\boxed{18}$

• $\boxed{\text{Calcul du montant 9 :}}$ section 25x50

considérons la partie supérieure : on a $M = 10{,}31$ t.m. $N = 9{,}974$ t.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10{,}31}{9{,}974} = 1{,}03368 = 103{,}37$ cm $> \frac{ht}{6}$ (donc la section est partiellement comprimée)

$e_0 > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137$ Kg/cm².



$\mathcal{M} = 1031 \times 10^3 + 22{,}2 \times 9974 =$
$\mathcal{M} = 12524{,}2 \times 10^2$ Kg.cm.

$\mu = \frac{15 \times 12524{,}2 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 47{,}2^2} = 0{,}1205$

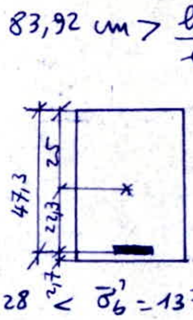
D'après les tableaux on déduit : $k = 21{,}9$; $\varepsilon = 0{,}8645$; $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{21{,}9} = 127{,}85$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b = 137$ Kg/cm²

On déduit $A_1 = \frac{12524{,}2 \times 10^2}{0{,}8645 \times 47{,}2 \times 28 \times 10^2} = 10{,}96$ cm² d'où :

la section d'acier nécessaire est $A = 10{,}96 - \frac{9974}{2800} = 7{,}4$ cm² $\Longrightarrow$ 4T16 $A = 8{,}04$ cm²

4T16 pour la partie supérieure.

• Calcul de la partie inférieure : $e_0 = \frac{8{,}37}{9{,}974} = 83{,}92$ cm $> \frac{ht}{6}$ (donc la section est partiellement comprimée. $e_0 > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137$ Kg/cm².



$\mathcal{M} = 837000 + 9974 \times 22{,}3 = 10594{,}2 \times 10^2$ Kg.cm.

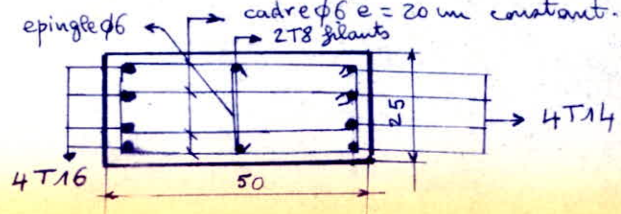
Dans ces conditions $\mu = \frac{15 \times 10594{,}2 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 47{,}3^2} = 0{,}1015$

On déduit : $k = 24{,}5$; $\varepsilon = 0{,}8734$. $\sigma'_b = \frac{2800}{24{,}5} = 114{,}28 < \bar{\sigma}'_b = 137$ Kg/cm².

$A_1 = \frac{10594{,}2 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0{,}8734 \times 47{,}3} = 9{,}16$ cm² d'où la section d'acier nécessaire : $A = 9{,}16 - \frac{9974}{2800} = 5{,}6$ cm²

$\longrightarrow$ 4T14 avec $A = 6{,}15$ cm². Pour l'espacement des étriers on prend $e = 15\phi = 15 \times 1{,}4 = 21$ cm

on prend e = 20 cm.



On remarque d'après le diagramme des moments fléchissants que le montant N° 9 est le plus chargé par rapport aux montants 12 et 16. Vu la faible hauteur des montants et étant donné qu'on a un seul niveau on gardera le même ferraillage du montant le plus chargé aux autres montants c'est à dire que :

Ferraillage montant $\boxed{9}$ = Ferraillage montant $\boxed{12}$ = Ferraillage montant $\boxed{16}$.

Pour des raisons de symétrie on a :

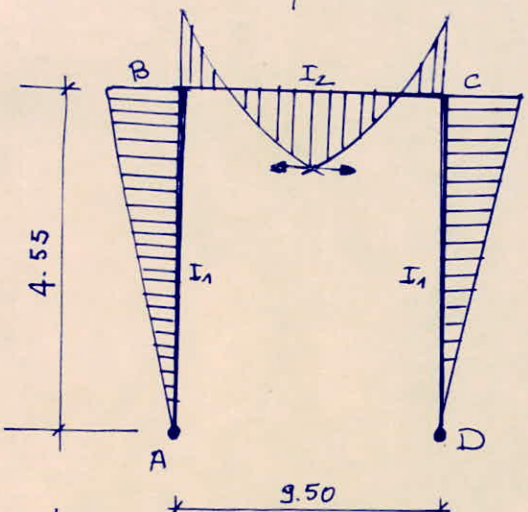
Ferraillage montant $\boxed{9}$ = Ferraillage montant $\boxed{10}$ = Ferraillage montant $\boxed{13}$ = Fer. montant $\boxed{17}$.

Calcul du Portique PQ1.

PQ 1

Ce portique PQ1 est un portique de rive. Ce portique de rive est différent du portique de rive PQ11 car le portique PQ1 a un niveau supérieur + 345 et le portique PQ11 a un niveau supérieur + 655.

Calcul du Portique PQ1 :



• épure du diagramme des Moments fléchissants

Descente de charges :

Plancher 25+4 .... 800 kg/m².
p.p de la traverse BC .. $0,25 \times 0,8 \times 2500 = 500$ kg/m.
surcharge : 100 kg/m2
La sollicitation totale qui nous donne l'effet le plus défavorable sur le Portique PQ1 est la sollicitation totale pondérée du 1er genre : G+1,2P.

$G = (800 \times 2,35) + 500 = 2380$ kg/m.
$P = 100 \times 2,35 = 235$ kg/m.
$1,2P = 282$ kg/m

$\Rightarrow G + 1,2P = 2662$ kg/m $\Rightarrow$ $\boxed{G+1,2P = 2,67 \ t/m.}$

D'après les formulaires de la R.D.M on a :

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l} \qquad I_2 = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \times 8^3 \times 10^3}{12} = 1066660 \ \text{cm}^4.$$

$$I_1 = \frac{bh'^3}{12} = \frac{25 \times 5^3 \times 10^3}{12} = 260416 \ \text{cm}^4$$

$$k = \frac{1066,66}{260,416} \times \frac{4,55}{9,50} = 1,962$$

$$R_A = R_D = \frac{ql}{2} = \frac{2,67 \times 9,5}{2} = 12,7 \ t. \qquad \boxed{R_A = R_D = 12,7 \ t.}$$

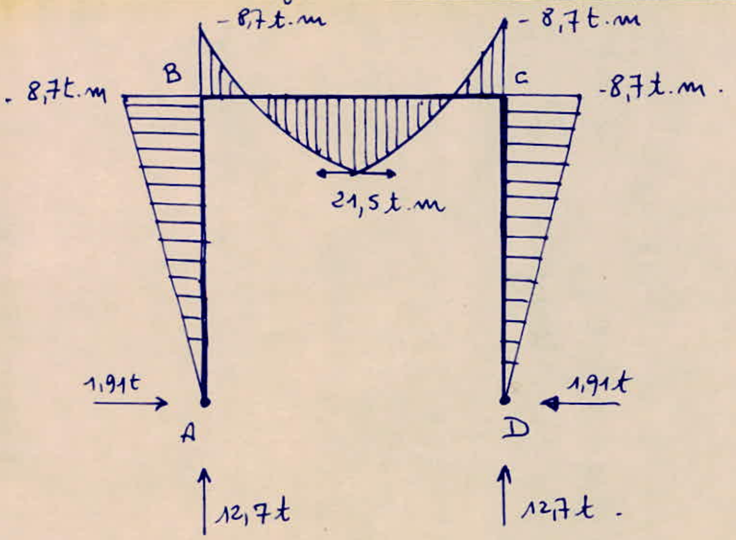
$$H_A = H_D = \frac{ql^2}{4h(2k+3)} = \frac{2,67 \times 9,5^2}{4 \times 4,55 \times 6,924} = 1,91 \ t \qquad \boxed{H_A = H_D = 1,91 \ t.}$$

$$M_B = M_C = -H_A \times h = 1,91 \times 4,55 = -8,7 \ t.m. \qquad \boxed{M_B = M_C = -8,7 \ t.m.}$$

$$M_{max} = \frac{2k+1}{2k+3} \cdot \frac{Pl^2}{8} = 21,5 \ t.m$$

$\boxed{M_{max} = 21,5 \ t.m = M_{max} \text{ en travée.}}$

Traçons le diagramme des Moments fléchissants :



Détermination du Ferraillage :

Considérons la traverse BC ; section : 25x80

- justifions la section : Pour cela on calcule le Moment résistant du béton :

$M_{rb} = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$ avec $\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}'_b}{15\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$ ($\bar{\sigma}'_b = 137$ kg/cm^2 ; $\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm^2)

$\bar{\alpha} = 0,423$

$1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$

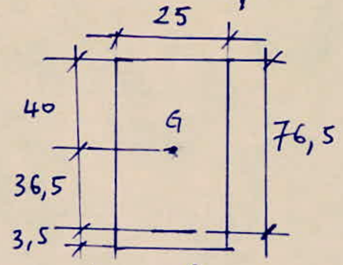
$\Rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \times 25 \times \overline{76,5}^2 \times 0,423 \times 0,859 \times 137 = 36,4$ t.m.

$M_{rb} > M_{max}$ appliqué $\Longrightarrow$ La section de 25x80 a été convenablement choisie.

Calculons e_0 : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21,5}{1,91} = 11,26$ m

$e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ la section est donc partiellement comprimée.

$e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137$ kg/cm^2.



Le moment par rapport aux aciers tendus a pour valeur :

$\mathcal{M} = 21,5 + 1,91 \times 0,365 = 21,5 + 0,697 = 22,2$ t.m.

Dans ces conditions $\mu = \frac{15 \times 22200 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{76,5}^2} = 0,0813$.

$\mu = 0,0812 \Longrightarrow k = 28,3$; $\varepsilon = 0,8845$; $\alpha = 0,3464$. ; $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{28,3} = 98,94$ kg/cm$^2 < 137$ kg/cm^2

$A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{22200 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0,8845 \times 76,5} = 11,72$ cm^2.

on déduit la section d'acier nécessaire :

$$A = A_1 - \frac{N}{\overline{\sigma}_a} = 11{,}72 - \frac{1910}{2800} = 11{,}72 - 0{,}682 = 11{,}04\,cm^2 \Rightarrow 4T20 \text{ avec } A = 12{,}56\,cm^2$$

$$\boxed{\text{Ferraillage en travée de la traverse BC : } 4T20.}$$

Vérifions si pour des $\phi 20$, la contrainte de 2800 kg/cm² est admissible. On suppose que la fissuration est préjudiciable donc $k = 10^6$.

$$\varpi_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12{,}56}{7 \times 25} = 0{,}072$$

Les contraintes de fissuration sont : $\sigma_1 = \dfrac{k\,\eta\,\overline{\varpi}_f}{\phi(1 + 10\,\overline{\varpi}_f)}$

$$\sigma_1 = \frac{10^6 \times 1{,}6 \times 0{,}072}{20\,(1 + 0{,}72)} = 3349 \text{ bars} = 3349 \times 1{,}019 = 3412\,kg/cm^2.$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{\eta\,k\,\overline{\sigma}_b}{\phi}} = 2{,}4\sqrt{\frac{1{,}6 \times 10^6 \times 5{,}8}{20}} = 1633 \text{ bars}$$

$\sigma_2 = 1664\,kg/cm^2$. $\quad Max(\sigma_1, \sigma_2) = 3412\,kg/cm^2 > \overline{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$

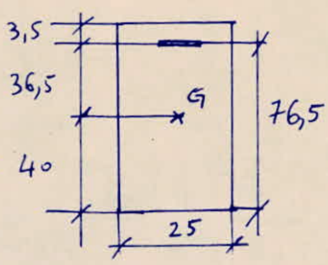
Donc, pour des $\phi 20$ la contrainte de 2800 kg/cm² est admissible et la fissuration est alors vérifiée.

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{28{,}3} = 98{,}94\,kg/cm^2 < 137\,kg/cm^2 \text{ (Donc la condition est vérifiée)}$$

Section sur appui : (chapeaux)

Pour la section sur appui nous avons :



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8{,}7}{1{,}91} = 4{,}55\,m.$$

$e_0 > \dfrac{h_t}{6} \Rightarrow$ (la section est partiellement comprimée)

$e_0 > \dfrac{h_t}{2} \Rightarrow \boxed{\overline{\sigma}'_b = 137\,kg/cm^2.}$

La contrainte de 2800 kg/cm² ne pourra pas être atteinte par suite de la limite imposé par la fissuration. Nous adopterons $\overline{\sigma}_a = 2400\,kg/cm^2$ et nous vérifierons par la suite que $\overline{\sigma}_a$ est admissible

$\mathcal{M} = 8{,}7 + 1{,}91 \times 0{,}365 = 9{,}4\,t.m.$

Dans ses conditions $\mu = \dfrac{15 \times 9400 \times 10^2}{24 \times 10^2 \times 25 \times 76{,}5^2} = 0{,}04015.$

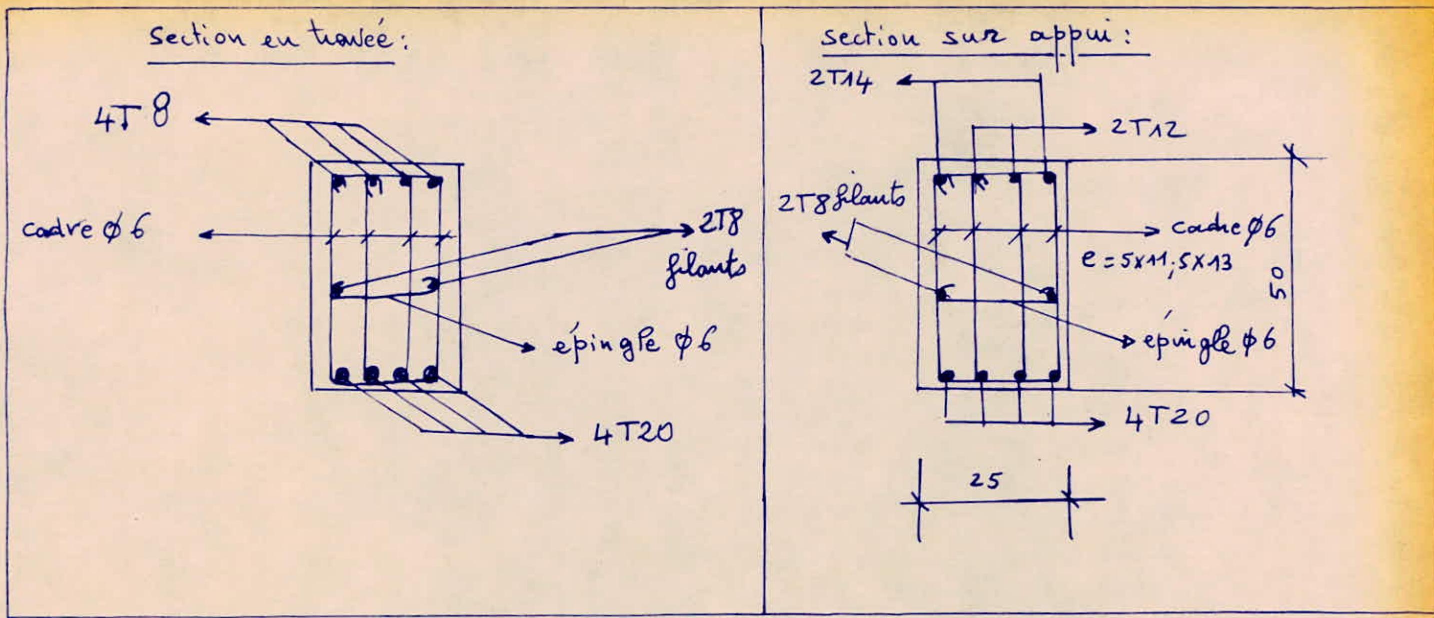
pour $\mu = 0{,}04 \Rightarrow k = 43{,}8$; $\varepsilon = 0{,}9150$. $\Rightarrow \mathcal{A} = \dfrac{\mathcal{M}}{\overline{\sigma}_a\,\varepsilon\,h} = \dfrac{9400 \times 10^2}{24 \times 10^2 \times 0{,}915 \times 76{,}5} = 5{,}6\,cm^2$

$$\Rightarrow A = \mathcal{A} - \frac{N}{\overline{\sigma}_a} = 5{,}6 - \frac{1910}{2400} = 5{,}6 - 0{,}796 = 4{,}8\,cm^2 \Rightarrow 2T12 + 2T14$$

avec $A = 5{,}33\,cm^2$.

$\Rightarrow$ section sur appui : $\boxed{2T12 + 2T14.}$

Vérification des contraintes dans le béton : $\sigma'_b = \dfrac{\overline{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2400}{43{,}8} = 54{,}8\,kg/cm^2 < 137\,kg/cm^2$ (condition vérifiée)



Vérifions si pour de ϕ14 la contrainte adoptée de 2400 kg/cm² est admissible.

$\varpi_f = \frac{A}{B_f} = \frac{5,33}{7 \times 25} = 0,03 \quad \longrightarrow \quad \sigma_1 = \frac{1,6 \times 10^6 \times 0,03}{14 \times 1,3} = 2637$ bars $= 2687$ kg/cm²

$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \Rightarrow$ la fissuration est donc vérifiée.

Pour les armatures supérieures nous avons $\bar{\tau}_d = 1,25\,\Psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6$ kg/cm²

$l_s = \frac{\phi}{4}\,\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,4 \times 2400}{4 \times 16,6} = 50,6 \sim 51$ cm. Comme nous disposons d'une largeur d'appui de 50 cm, nous devons prévoir un retour d'équerre au niveau des appuis.

L'effort tranchant maximum a pour valeur : $\tau = \frac{T}{b\,z} = \frac{12700}{25 \times 76,5 \times 0,875} = 7,59$ kg/cm².

$\sigma_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en}$ avec $\rho_{at} = \left(1 - \frac{\tau}{9\,\bar{\sigma}_b}\right) = 1 - \frac{7,59}{9 \times 5,9} = 1 - 0,143 = 0,857$.

$\sigma_{at} = 0,857 \times 2400 = 2057$ kg/cm². $\quad A_t = 4\phi 6 = 1,13$ cm².

L'espacement t est égal : $t = \frac{A_t\,z\,\sigma_{at}}{T} = \frac{1,13 \times 0,875 \times 76,5 \times 2057}{12700} = 12,25$ cm.

On prend t = 11 cm et on adoptera la répartition de CAQUOT : 5 x 11 ; 5 x 13 ; 5 x 16 ; 5 x 20 etc... Nous prendrons le premier plan d'armatures transversales à 5 cm du nu du pilier et nous prendrons successivement 5 x 11 ; 5 x 13 ; 5 x 16 etc...

Calcul des Montants : (PQ1)

Avant de calculer les montants, on doit vérifier le flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

si $\frac{l_c}{a} < 14{,}4$ Il est inutile de vérifier le flambement.

si $\frac{l_c}{a} > 14{,}4$ On doit calculer les montants au flambement.

Dans notre cas on a : $l_c = \frac{l_0}{\sqrt{2}} = 0{,}707\, l_0$ (Montant articulé à une extrémité et encastré à l'autre extrémité)

$l_c = 0{,}707 \times 4{,}55 = 3{,}22\,m.$

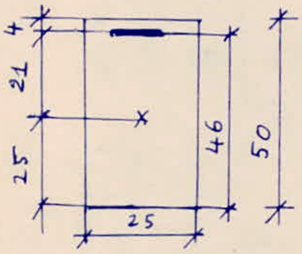
$\frac{l_c}{a} = \frac{3{,}22}{0{,}25} = 12{,}88 < 14{,}4$. Il est inutile donc de tenir compte du flambement.

Les montants seront alors calculés en flexion composée seulement avec l'excentricité $e_0 = \frac{M}{N}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8{,}7}{12{,}7} = 0{,}685\,m.$

On a $e_0 > \frac{h_t}{6}$ ⇒ la section est donc partiellement comprimée.

$e_0 > \frac{h_t}{2} \Longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 137\,kg/cm^2.$



$\mathcal{M} = 8{,}7 + 12{,}7 \times 0{,}21 = 11{,}37\,t.m.$

Pour la même raison que précédemment, nous limiterons la contrainte admissible à

$\bar{\sigma}_a = 2400\,kg/cm^2.$

$$\mu = \frac{15 \times 11370 \times 10^2}{24 \times 10^2 \times 25 \times \overline{46}^2} = 0{,}1343.$$

$\mu = 0{,}134 \Rightarrow k = 20{,}4$; $\varepsilon = 0{,}8588$; $\alpha = 0{,}4237$. $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2400}{20{,}4} = 117{,}65\,kg/cm^2 < 137\,kg/cm^2$

⇒ On déduit $A_1 = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{11370 \times 10^2}{24 \times 10^2 \times 0{,}8588 \times 46} = 11{,}99\,cm^2 \simeq 12\,cm^2$

⇒ A (section d'acier nécessaire) : $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 12 - \frac{12700}{2400} = 12 - 5{,}3 = 6{,}7\,cm^2.$

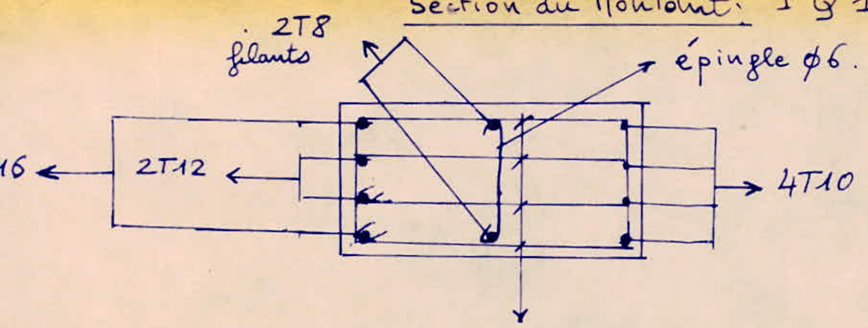
$\Longrightarrow \boxed{2\,T16 + 2\,T14}$ avec $A = 4{,}02 + 3{,}07 = 7{,}09\,cm^2.$

Vérifions si pour des $\phi\,16$ la contrainte $\bar{\sigma}_a = 2400\,kg/cm^2$ est admissible.

$\varpi_f = \frac{A}{b_f} = \frac{7{,}09}{8 \times 25} = 0{,}035 \Longrightarrow \sigma_1 = \frac{1{,}6 \times 10^6 \times 0{,}035}{16 \times 1{,}35} = 2592$ bars $= 2641\,kg/cm^2$

Pour des $\phi\,16$, la contrainte $\bar{\sigma}_a = 2400\,kg/cm^2$ est admissible. Pour les espacements des étriers, on applique la règle des 15⌀ on prend $t = 20\,cm$ constant.

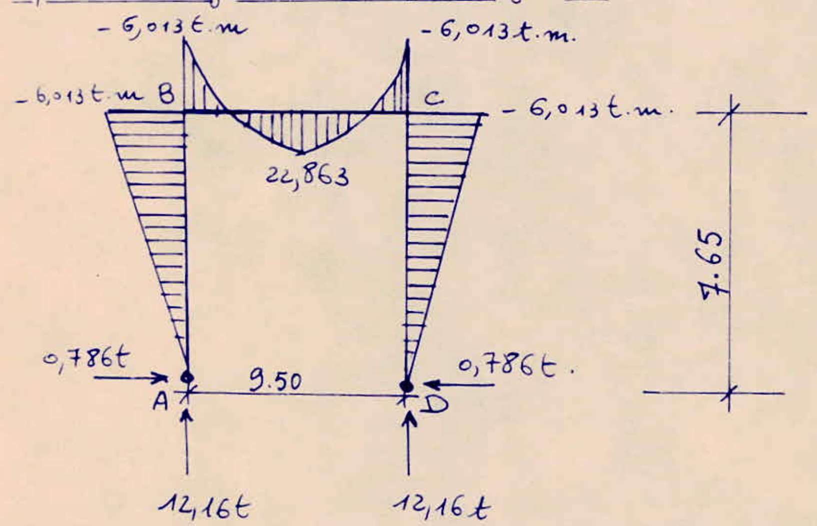
Section du Montant PQ1



• Calcul du Portique PQ11 niveau 6.55. PQ11 = PQ5 = PQ6.

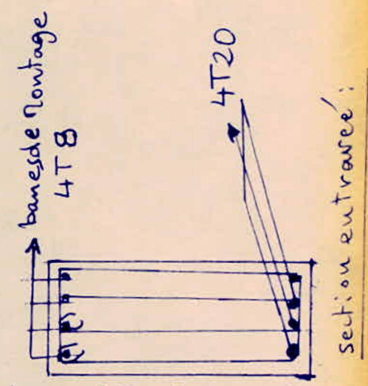
Le calcul du Portique de rive s'effectuera de la même façon que le portique de rive PQ1 niveau 3.45. Ceci pour la traverse. Quant aux montants la condition de non flambement n'est pas vérifiée et le calcul s'effectuera en tenant compte du flambement.

Epure du diagramme des Moments fléchissants : (la descente de charges nous donne $q = 2,56\ t/m$)



On a trouvé pour la traverse BC :

Section en travée	4T20.
Section sur appui	4T12



Pour les armatures transversales, nous avons considéré des cadres φ8 (cadre à 2 branches $A_t = 2{,}01\ cm^2$). L'espacement des armatures transversales a été effectué selon la répartition de CAQUOT et on a pris 5 intervalles de 20 cm ; 5×25 ; 5×35 etc...

Calcul des Montants :

Vérifions la condition de non flambement : $\frac{l_c}{a} < 14{,}4$

$l_c = 0{,}707 \times 7{,}65 = 541\ cm.$ $a = 25\ cm \Rightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{541}{25} = 21{,}64 > 14.4$ (condition non vérifiée) on doit donc faire le calcul des montants en considérant le flambement.

Calculons l'élancement λ : $\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{541}{i}$ $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{25 \times 50^3}{12 \times 25 \times 50}} = \sqrt{208} = 14{,}43$

$\lambda = \frac{541}{14{,}43} = 37{,}5.$

D'après les règles du C.C.B.A 68 on a :

$35 < \lambda < 50 \Rightarrow$ le pilier sera calculé à la flexion composée en considérant une excentricité fictive égale à $e + f_{1c}$ avec $f_{1c} = 0{,}16(\lambda - 35)e$

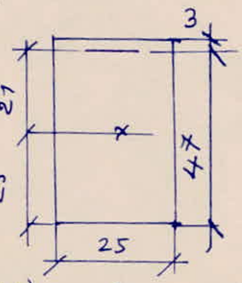
• calculons e ; $e = \frac{M}{N} = \frac{6,013}{12,16} = 0,4945\,m = 49,45\,cm.$

$f_{1c} = 0,16(\lambda - 35)e = 0,16(37,5-35)\,49,45 = 19,78\,cm.$

• l'excentricité fictive est égale à : $e_0 = e + f_{1c} = 49,45 + 19,78 = 69,23\,cm.$

$\boxed{e_0 = 69,23\,cm.}$

on prend :
$e_0 \simeq 70\,cm.$



$M = Ne_A = 12,16\,(70+21)\times 10^{-2} = 11,066\,t.m.$

On déduit $\mathcal{A} = \frac{M}{z\,\bar{\sigma}_a} = \frac{11066\times 10^2}{0,875\times 47\times 28\times 10^2} = 9,61\,cm^2.$

On déduit la section d'acier nécessaire :

$$A = \mathcal{A} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 9,61 - \frac{12160}{2800} = 9,61 - 4,34 = 5,27\,cm^2$$

$\Longrightarrow \boxed{4T14}$ avec $A = 6,15\,cm^2.$

Vérifions si pour de $\phi 14$, la contrainte $\bar{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$ est admissible

$\omega_f = \frac{A}{bf} = \frac{6,15}{25\times 6} = 0,041.$

$\sigma_1 = \frac{106\times 1,6\times 0,041}{14\times 1,41} = 3323$ bars $= 3323\times 1,019 = 3386\,kg/cm^2.$

Donc pour des $\phi 14$, la contrainte $\bar{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$ est admissible.

Vérification des contraintes :

$\frac{h}{c} = \frac{h}{e_A} = \frac{0,47}{0,91} = 0,516$

$a_T = \frac{15\times 6,15\times 150}{25\times 47} = 7,85.$

D'après l'abaque on déduit $\alpha_1 = 0,41.$

$\alpha_1 = 0,41 \Rightarrow \eta = 0,695$; $\mu a = 12,3.$

$\frac{\sigma_a}{n} = 170 = \frac{M}{\mu a\,\frac{bh^2}{100}} \Longrightarrow \sigma_a = 15\times 170 = 2550\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$ (condition vérifiée)

Comme $e_0 > \frac{h_t}{2} \Longrightarrow \sigma'_b = \eta\,\frac{\sigma_a}{n} = 170\times 0,695 = 118,15\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\,kg/cm^2.$ (Condition vérifiée).

Espacement des étriers : $e = 12\phi = 15\times 1,4 = 21\,cm$; on prend $t = 20\,cm$ constant.

• section poteau au niveau du sommet :

Section du Montant : PQ 11

• Calcul du Portique intermédiaire : PQ 3 = PQ 4 = PQ 7 = PQ 8 = PQ 9 = PQ 10

Descente de charge :

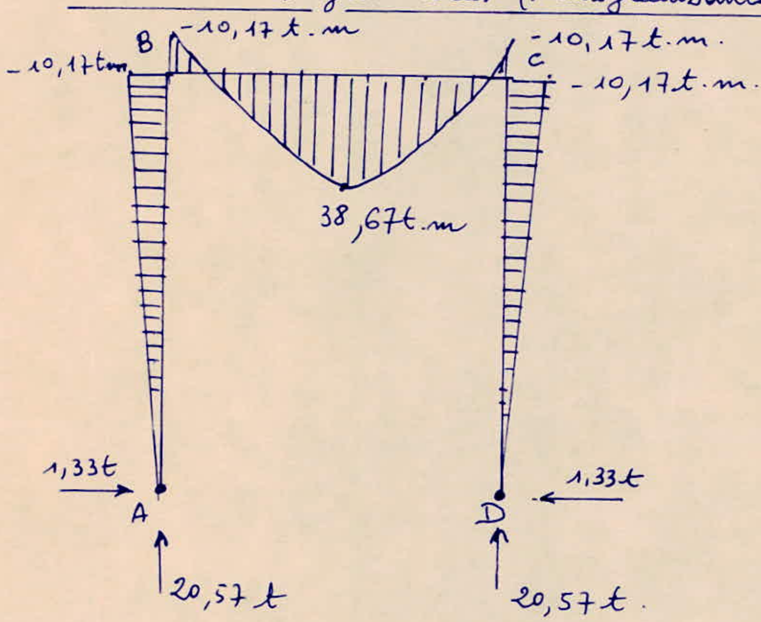
Poids total de plancher revenant au portique intermédiaire :

$G = (680 \times 4{,}75) + 500 = 3730$ kg/m.

$P = 100 \times 4{,}75 = 475$ kg/m $\Rightarrow 1{,}2P = 570$ kg/m.

on déduit $G + 1{,}2P = 4{,}33$ t/m

On déduit le diagramme des Moments fléchissants :



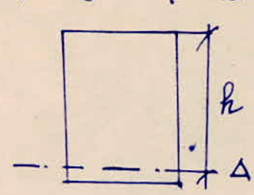
. Calcul de la traverse BC :

Justifions la section (BC). Pour cela on calcule le moment résistant du béton

$M_{rb} = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 36{,}9$ t.m.

on a Moment appliqué maximum > Moment résistant du béton.

Calculons le moment plafond :



Le moment plafond est calculé par rapport à Δ et est égal à :

$M_p = S_M \bar{\sigma}'_{b0} \left(1{,}10 - \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{1000}\right)$

$S_M = \frac{bh^2}{2}$ ⇒ Le moment plafond est égal à : $25 \times \frac{77^2}{2} \times 68{,}5 (1{,}1 - 0{,}0685)$

$\Rightarrow \boxed{M_p = 52{,}36 \text{ tm}}$

Si le moment plafond est supérieur au Moment maximum appliqué et $M_{max} > M_{rb}$ on doit mettre des armatures comprimées. Si le moment plafond est inférieur au moment appliqué on doit augmenter manifestement la section considérée.

Dans notre étude, nous avons $M_{plafond} > M_{max}$ appliqué $> M_{rb} \Rightarrow$ on doit ajouter des armatures comprimées.

- Calcul de la traverse BC : on a :

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} > \frac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a}\,h+d'} \qquad \frac{2800}{137} = 20{,}4 > \frac{15\times 77-3}{(77+3)} = 13{,}875.$$

On prend $k = 20{,}4$ et $\bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$. D'après les tableaux, on déduit pour $k = 20{,}4$:

$$\left.\begin{array}{l}\alpha = 0{,}4237\\ \mu' = 0{,}1819\\ \varepsilon = 0{,}8588\end{array}\right\} \quad y_1 = \alpha h = 0{,}4237\times 77 = 32{,}62\ cm.$$

$$\Rightarrow M_1 = \mu'\bar{\sigma}'_b\, b h^2 = 0{,}1819\times 137\times 25\times 77^2 = 36{,}9\ t.m = M_{rb}.$$

$$\Delta M = M - M_{rb} = 38{,}67 - 36{,}9 = 1{,}77\ t.m. \qquad \Delta M = 177000\ kg.cm.$$

$$\sigma'_a = \frac{15(32{,}62-3)\times 137}{32{,}62} = 1866\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a = 2800\ kg/cm^2.$$

Les sections des armatures auront pour valeur :

$$A' = \frac{177000}{74\times 1866} = 1{,}282\ cm^2.$$

$$A = \frac{36900\times 10^2}{28\times 10^2\times 0{,}8588\times 77} + \frac{1770\times 10^2}{28\times 10^2\times 74} = 20{,}78\ cm^2.$$

- Vérification du pourcentage minimal d'armatures longitudinales comprimées :

$$\frac{1{,}282}{25\times 77} \geq 44\,\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0{,}54\times\frac{5{,}9}{2800}\times\frac{80^2}{77^2} = 12{,}28\times 10^{-4}$$

$6{,}6\times 10^{-4} < 12{,}28\times 10^{-4}$ (Donc la condition n'est pas vérifiée.

On adoptera comme section d'acier minimal nécessaire :

$$A = bh\,44\,\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 25\times 77\times 12{,}28\times 10^{-4} = 2{,}36\ cm^2.$$

On prend comme section d'acier $\boxed{4T14}$ filants.

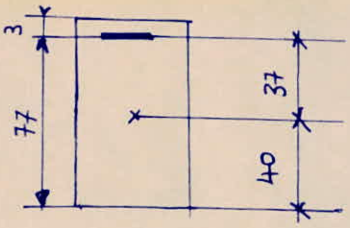
Pour les armatures longitudinales tendues on prendra $\boxed{6T20+2T12}$

$A = 21{,}10\ cm^2$ et avec cette section d'acier la condition du pourcentage minimal d'armatures longitudinales tendue est vérifiée.

Section sur appuis : Chapeaux :

$e = \frac{M}{N} = \frac{10{,}17}{1{,}33} = 7{,}65\ m > \frac{h_t}{6}$: la section est partiellement comprimée. $e > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$

Le moment de flexion fictif par rapport aux aciers tendus a pour valeur :



$M = 10{,}17 + 1{,}33 \times 0{,}37 = 10{,}662\ t.m.$

Dans ces conditions : $\mu = \dfrac{15 \times 10662 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 77^2} = 0{,}0385.$

D'après les tableaux, on déduit : $k = 44{,}8$; $\varepsilon = 0{,}9164$ $\Big\}$ $\sigma'_b = \dfrac{\bar\sigma_a}{k} = \dfrac{2800}{44{,}8} = 62{,}5$

$\longrightarrow A_1 = \dfrac{M}{\varepsilon h \bar\sigma_a} = \dfrac{10662 \times 10^2}{0{,}9164 \times 77 \times 28 \times 10^2} = 5{,}4\ cm^2.$

On déduit comme section d'acier nécessaire sur appui :

$A = A_1 - \dfrac{N}{\bar\sigma_a} = 5{,}4 - \dfrac{1330}{2800} = 5{,}4 - 0{,}475 = 4{,}925\ cm^2 \implies$ 4T14 avec $A = 6{,}15\ cm^2$.

$\boxed{\text{Section sur appui : 4T14}}$ on a $\sigma'_b = 62{,}5\ kg/cm^2 < \bar\sigma'_b = 137\ kg/cm^2$.

Vérifions si pour des T14, la contrainte $\bar\sigma_a = 2800\ kg/cm^2$ est admissible.

$\omega_f = \dfrac{A}{b h_1} = \dfrac{6{,}15}{25 \times 6} = 0{,}041.$

$\sigma_1 = \dfrac{10^6 \times 1{,}6 \times 0{,}041}{14 \times 1{,}41} = 3323$ bars $= 3323 \times 1{,}019 = 3386\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$. Donc

Pour des $\phi 14$ la contrainte $\bar\sigma_a = 2800\ kg/cm^2$ est admissible.

Etudions l'influence de l'effort tranchant aux appuis. $T = 20{,}57\ t$. $z = \frac{7}{8} h = 0{,}875 \times 77 = 67{,}375$

$z = 67{,}375$ cm. $\quad T + \dfrac{M}{z} = 20{,}57 + \dfrac{(-10{,}17)}{0{,}67375} = 20{,}57 - 15{,}1 = 5{,}47\ t.$

On doit vérifier la condition suivante : $A \bar\sigma_a > T + \dfrac{M}{z} \implies 6{,}15 \times 2800 > 5{,}47\ t$

<u>Pour les armatures supérieures nous avons :</u> $17220 > 5470 \implies$ (condition vérifiée)

$\bar\tau_d = 1{,}25\ \bar\Psi_d^2\ \bar\sigma_b = 1{,}25 \times \overline{1{,}5}^2 \times 5{,}9 = 16{,}6\ kg/cm^2.$

$l = \dfrac{\phi}{4} \dfrac{\bar\sigma_a}{\bar\tau_d} = \dfrac{1{,}4 \cdot 2800}{4 \quad 16{,}6} = 59$ cm. Comme nous disposons d'une largeur d'appui de 50 cm, nous prévoyons un retour d'équerre. (Voir plan coffrage - Ferraillage PQ10)

La contrainte tangentielle maximale a pour valeur : $\tau = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{20570}{25 \times 0{,}875 \times 77} = 12{,}21\ kg/cm^2.$

$\sigma_{at} = \rho_{at}\ \bar\sigma_{at} = \left(1 - \dfrac{\tau_b}{9 \bar\sigma_b}\right) 2400 = \left(1 - \dfrac{12{,}21}{9 \times 5{,}9}\right) 2400 = (1 - 0{,}23) \cdot 2400 = 1848\ kg/cm^2.$

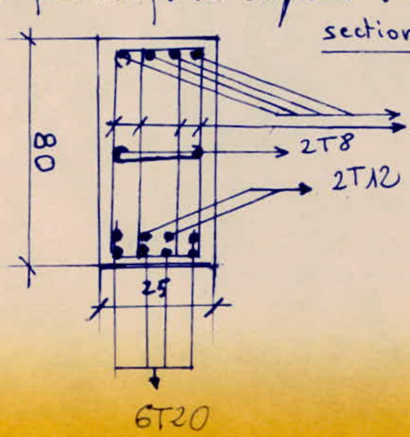
Les armatures transversales sont constituées par 2 cadres $\phi 6$: $A_t = 1{,}13\ cm^2$.

$$\implies t = \frac{A_t\ z\ \sigma_{at}}{T} = \frac{1{,}13 \times 67{,}375 \times 1848}{20570} = 6{,}84\ cm.$$

Nous placerons le premier plan d'armatures à 3 cm du nu de l'appui et nous prendrons 5 intervalles de 6 cm, 5 intervalles de 7 cm, 5×8, 5×9, 5×10, 5×11, 5×13 etc —

$\boxed{\text{La section sur appui nécessite comme section d'acier : 4T14.}}$ Nous garderons le même ferraillage pour la partie comprimée : Donc on prendra 4T14 filants.

<u>section au niveau de l'appui = section en travée :</u>



4T14.
cadres $\phi 6$ (e = variable)

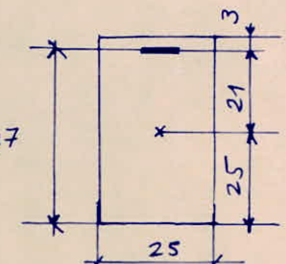
• **Calcul des Montants :** (Portiques intermédiaires) . <u>section montant : 25x50.</u>

<u>Vérifions le flambement :</u> (Même chose que le portique de rive PQ11)
Les montants seront calculés en tenant compte du flambement . on trouve $\lambda = 37,5$
on a $35 < \lambda < 50$: le pilier sera calculé en flexion composée avec une excentricité fictive égale à : $e_0 = e + f_{1c}$ ($f_{1c} = 0,16(\lambda - 35)e$; $e = \frac{M}{N}$) .

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10,174}{20,57} = 0,495 m.$$

$$f_{1c} = 0,16(37,5 - 35)\,0,495 = 0,198 m \Rightarrow e_0 = 0,198 + 0,495 = 0,693 m.$$

soit $\mathcal{M}$ le moment par rapport aux aciers tendus.
on a $e_A = e_0 + 0,21 = 0,693 + 0,21 = 0,903 m$.
$\mathcal{M} = N \times e_A = 20,57 \times 0,903 = 18,57\ t.m$.
calculons le moment résistant du béton :



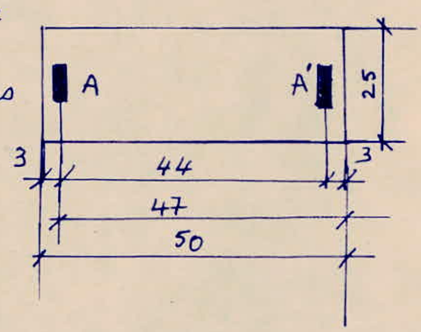
$$M_{rb} = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\sigma}'_b \,\alpha \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) =$$
$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 25 \times 47^2 \times 137 \times 0,423 \times 0,859 = 13,74\ t.m.$$

on trouve : M_{max} appliqué > Moment résistant du béton .
On peut soit ajouter des armatures comprimées ou bien augmenter la section . Pour confirmer ceci, on calcule le Moment plafond.

$$M_p = S_M\, \bar{\sigma}'_{b0}\left(1,10 - \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{1000}\right)$$ avec S_M = Moment statique par rapport aux aciers tendus.

$$S_M = \frac{bh^2}{2} \Rightarrow M_p = \frac{25 \times 47^2}{2} \times 68,5(1,10 - 0,0685) = 19,51\ t.m.$$ On peut ajouter des armatures comprimées car M plafond > M_{max} appliqué.

on a : $\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$. $\bar{\sigma}'_a = 2800\ kg/cm^2$.
$\bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$. $\bar{\sigma}_b = 5,9\ kg/cm^2$



si $\dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} > \dfrac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} h + d'}$ nous prendrons

$k = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$ et $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$.

on a : $\dfrac{2800}{137} > \dfrac{15 \times 44}{47} \Rightarrow$

$20,4 > 14,04$ On prend $k = 20,4$ et d'après les tableaux, on déduit :
$\alpha = 0,4237$. $\mu' = 0,1819$. $\varepsilon = 0,8588$. D'où $y_1 = \alpha h = 0,4237 \times 47 = 19,914\ cm$.
$M_1 = 0,1819 \times 137 \times 25 \times 47^2 = 13,76 = M_{rb}$.

$$\Delta M = 18,57 - 13,76 = 4,81\ t.m.$$

$$\sigma'_a = \frac{15(19,914 - 3)\,137}{19,914} = 1745 < \bar{\sigma}'_a = 2800\ kg/cm^2.$$

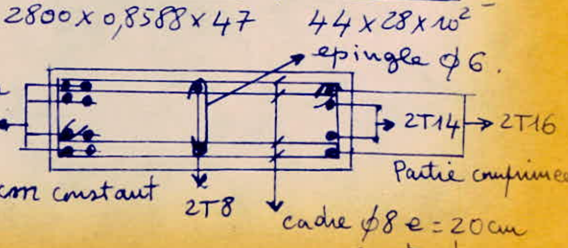
Les sections des armatures auront pour valeur : $A' = \dfrac{4810 \times 10^2}{44 \times 1745} = 6,26\ cm^2$. soit :

$2T16 + 2T14$ avec $A = 7,09\ cm^2$.

C'est la section des armatures comprimées .

<u>La section d'armatures tendues a pour valeur :</u> $A = \dfrac{13760 \times 10^2}{2800 \times 0,8588 \times 47} + \dfrac{4810 \times 10^2}{44 \times 28 \times 10^2} =$
$A = 12,175 + 3,90 = 16,08\ cm^2 \Rightarrow 8T16$
$8T16 \Rightarrow A = 16,08\ cm^2$

Section d'armatures tendues : 8T16



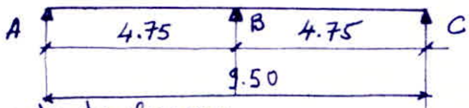
Pour les armatures transversales on applique la règle des $15\phi = 15 \times 1,4 = 21\ cm$. on prend $e = 20\ cm$ constant

- ETUDE DES FONDATIONS -

CALCUL DES LONGRINES

. Considérons tout d'abord les longrines transversales : - L1 -

La longrine transversale possède deux travées égales. Nous calculerons la longrine L_{11} qui supporte un mur extérieur et on adoptera la même longrine transversale pour les autres portiques. Donc $L_{11} = L_{10} = L_9 = L_8 = L_7 = L_6 = L_5 = L_4 = L_3 = L_1$. Le choix de la longrine L_{11} nous donne l'effet le plus défavorable. Prenons comme section de la longrine : 25X60. Quant à la longrine L_2 le calcul a été effectué avec le Portique PQ2 à l'aide du Programme STRESS.



. Descente de charge :

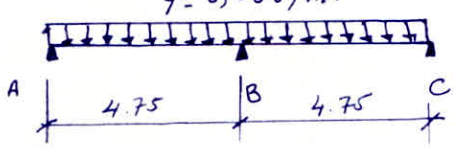
Poids propre de la longrine : $0{,}25 \times 0{,}60 \times 2500 = 375$ kg/m.
Poids propre du mur extérieur : $5{,}75 \times 1800 \times 0{,}25 \times 1{,}00 = 2587{,}5$ kg/m.

On déduit $G = 2587{,}5 + 375 = 2962{,}5$ kg/m.
$p = 0{,}2P$ avec $P = 500$ kg/m² $\Rightarrow p = 100$ kg/m².

$1{,}2p = 1{,}2 \times 100 \times 2{,}375 = 285$ kg/m.

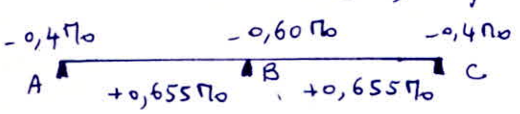
$\Rightarrow G + 1{,}2P = 2962{,}5 + 285 = 3247{,}5$ kg/m $= 3{,}25$ t/m.

D'où $\boxed{q = 3{,}25\ t/m.}$



Pour appliquer les règles forfaitaires du C.C.B.A 68 art. 55 on doit vérifier les 4 conditions suivantes à savoir :
1°) Surcharges < 1,5 charges permanentes (condition vérifiée)
2°) Fissuration non préjudiciable (condition vérifiée)
3°) section constante sur toute la longueur de la poutre. (condition vérifiée)
4°) 0,8 < rapport des portées < 1,25. (condition vérifiée)

Les 4 conditions étant vérifiées, on peut appliquer les règles forfaitaires du C.C.B.A 68.



Calculons M_0 : $M_0 = \dfrac{ql^2}{8} = \dfrac{3{,}25 \times \overline{4.75}^2}{8} = 9{,}17$ t.m.

$M_A = -0{,}4 \times 9{,}17 = -3{,}668$ t.m. $= M_C$.
$M_B = -0{,}6 \times 9{,}17 = -5{,}502$ t.m
$M_{tAB} = M_{tBC} = +0{,}655 \times 9{,}17 = 6{,}1$ t.m.

Détermination du Ferraillage :

• Section en travée : calculons $\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 6100 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{57}^2} = 0{,}04023$.

$\mu = 0{,}0403 \longrightarrow k = 43{,}6$; $\alpha = 0{,}2560$; $\varepsilon = 0{,}9147$

On deduit la section d'acier : $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{6100 \times 10^2}{0{,}9147 \times 57 \times 28 \times 10^2} = 4{,}18\,cm^2 \longrightarrow \boxed{4T12}$ avec $A = 4{,}52\,cm^2$

• Section sur appui intermédiaire : (chapeaux)

$M_B = -5{,}502\ t.m. \longrightarrow \mu = \frac{15 \times 5502 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{57}^2} = 0{,}03628$. D'après les tableaux on a :

$\mu = 0{,}0363 \longrightarrow k = 46{,}4$; $\alpha = 0{,}2443$; $\varepsilon = 0{,}9186$

On déduit la section d'acier nécessaire : $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{5502 \times 10^2}{0{,}9186 \times 57 \times 28 \times 10^2} = 3{,}75\,cm^2$

$\longrightarrow \boxed{2T12 + 2T10 \text{ avec } A = 3{,}83\,cm^2.}$

• Section sur appui de rive (chapeaux) :

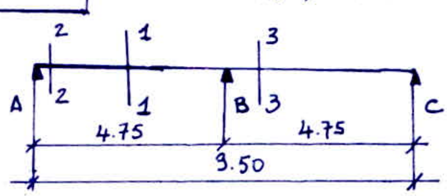
$M_A = -3{,}668\ t.m = M_C$.

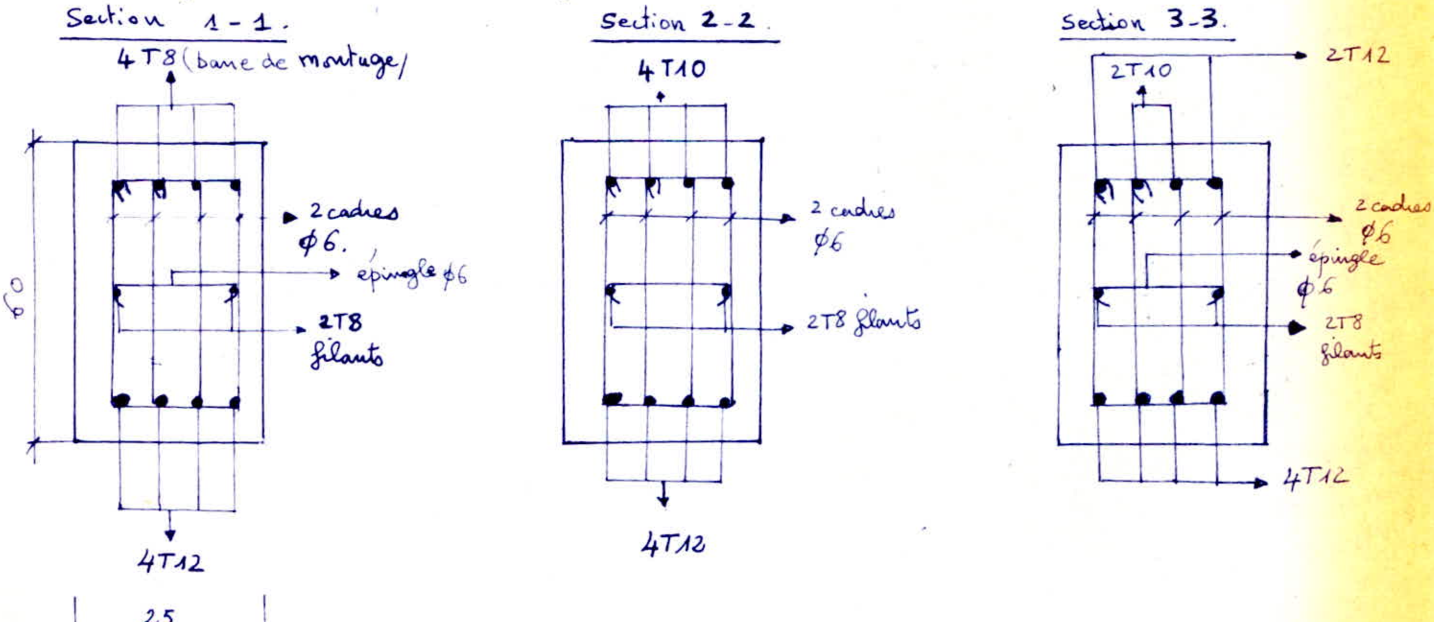
$\mu = \frac{15 \times 3668 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{57}^2} = 0{,}02419$. D'après les tableaux, on deduit : $k = 58{,}5$

$\alpha = 0{,}2041$; $\varepsilon = 0{,}9320$

On deduit la section d'acier necessaire : $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{3668 \times 10^2}{0{,}9320 \times 57 \times 28 \times 10^2} = 2{,}46\,cm^2$

$\longrightarrow \boxed{4T10}$ avec $A = 3{,}14\,cm^2$.





• Vérification des contraintes dans le béton.

Section en travée : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{43{,}6} = 64{,}22\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$.

$\sigma'_m = \frac{M}{0{,}875\, b h^2 \alpha} = \frac{6100 \times 10^2}{0{,}875 \times 25 \times 57^2 \times 0{,}256} = 33{,}53\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68{,}5\ kg/cm^2$.

Section sur appuis : à l'appui A : $\sigma'_b = \frac{2800}{58{,}5} = 47{,}86\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$.

à l'appui B ; $\sigma'_b = \frac{2800}{46{,}4} = 60{,}34\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$.

- Etude de L'Effort Tranchant -

L'effort tranchant maximum a pour valeur : $T_{max} = T_{Bd} = q\frac{l}{2} + \frac{M_B - M_C}{l}$

$T_{max} = 7{,}72\cdot + \frac{5{,}502 - 3{,}68}{4{,}75} = 8{,}1t = 8100\ kg.$

La contrainte tangentielle maximale a pour valeur :

$\tau_{max} = \frac{T}{bz} = \frac{8100}{0{,}875 \times 57 \times 25} = 6{,}5\ kg/cm^2$

comme $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 5{,}9 = 20{,}65\ kg/cm^2$. on a : $\tau < \bar{\tau}_b$ (condition vérifiée)

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en}$ avec $\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{6{,}5}{9 \times 5{,}9} = 1 - 0{,}1224 = 0{,}878$

$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0{,}878 = 2107\ kg/cm^2$.

On prend 2 cadres $\phi 6 \Rightarrow A_t = 1{,}13\ cm^2 \Rightarrow$ on déduit l'espacement $t = \frac{A_t\,z\,\bar{\sigma}_{at}}{T}$

$t = \frac{1{,}13 \times 0{,}875 \times 57 \times 2107}{8100} = 14{,}66\ cm$. On prend $t = 13$ et on adoptera la répartition de CAQUOT. on a $\frac{l}{2} = \frac{4{,}75}{2} = 2{,}375\ m$ ∿ on prend : 3.

La répartition sera la suivante : 3 × 13 ; 3 × 16 ; 3 × 20 ; 3 × 25 ; 3 × 35 etc...

Ancrage des armatures :

$l_d = \frac{\phi}{4}\,\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1{,}2 \times 2800}{4 \times 16{,}6} = 50{,}60 = 51\ cm$ ($\phi = 12\ mm$)

$l_d = \frac{1 \times 2800}{4 \times 16{,}6} = 42{,}16\ cm = 43\ cm$ ($\phi = 10\ mm$).

Calcul de la longrine L_3.

Descente de charge : poids propre de L_3 : $0{,}25 \times 0{,}60 \times 2500 = 375\ kg/m$.

Poids du mur extérieur : $2{,}85 \times 0{,}25 \times 1800 \times 1{,}50 = 1282{,}5\ kg/m$.

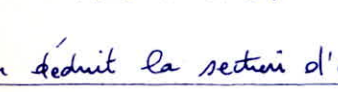
$G = 1657{,}5\ kg/m$.

La longrine prend 20% des surcharges sur la dalle

$p = 0{,}2\,P = 0{,}2 \times 500 = 100\ kg/m^2$

$1{,}2p = 1{,}2 \times 100 \times 3 = 360\ kg/m$.

d'où $G + 1{,}2P = 2017{,}5\ kg/m$. $\boxed{G + 1{,}2P = 2{,}02\ t/m.}$



$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}02 \times \overline{6}^2}{8} = 9{,}1\ t.m.$

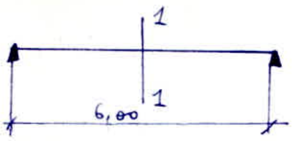
$\mu = \frac{15 \times 9100 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{57}^2} = 0{,}06$. D'après les tableaux on déduit :

$k = 34{,}2$; $\alpha = 0{,}3049$; $\varepsilon = 0{,}8984$

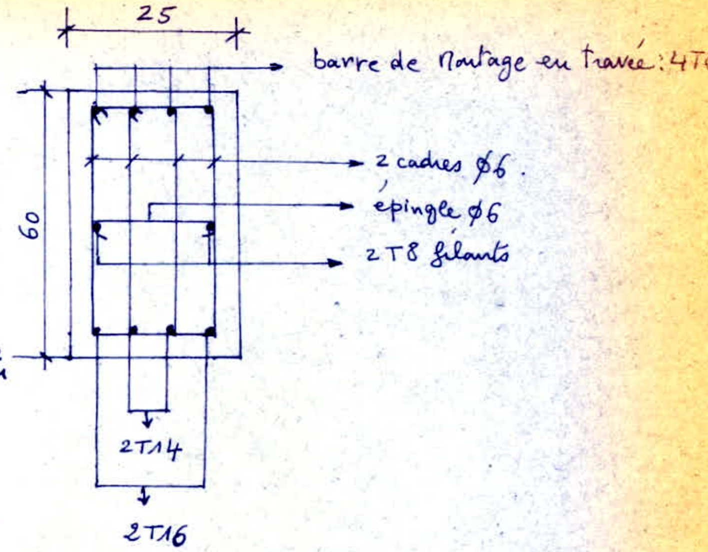
On déduit la section d'acier nécessaire en travée : $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{9100 \times 10^2}{0{,}8984 \times 57 \times 28 \times 10^2} =$

$A = 6{,}35\ cm^2 \rightarrow \boxed{2T16 + 2T14}$ avec $A = 7{,}09\ cm^2$.

Longrine L3 (suite) :



Section 1 - 1.



Vérification des contraintes dans le béton :
On doit vérifier les 2 conditions suivantes :
$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 137$ kg/cm² et $\sigma_m' < \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5$ kg/cm²

on a $\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{34,2} = 81,87$ kg/cm².

$\sigma_m' = \dfrac{M}{0,875\, h^2 b \alpha} = \dfrac{9100 \times 10^2}{0,875 \times 57^2 \times 25 \times 0,3049} =$

$\sigma_m' = 42$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5$ kg/cm² (condition vérifiée).

Etude de l'effort tranchant :
L'effort tranchant maximum a pour valeur : $T_{max} = \dfrac{ql}{2} = \dfrac{2,02 \times 6}{2} = 6060$ kg.

$\tau = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{6060}{0,875 \times 57 \times 25} = 4,86$ kg/cm².

$\sigma_{at} = \rho_{at}\, \sigma_{en} = \left(1 - \dfrac{\tau_b}{9\sigma_b}\right) \sigma_{en} = \left(1 - \dfrac{4,86}{9 \times 5,9}\right) 2400 = (1 - 0,0915)\, 2400 = 2180,4$ kg/cm²

$t = \dfrac{1,13 \times 0,875 \times 57 \times 2180,4}{6060}$ (on prend 2 cadre $\phi 6 \Rightarrow A_t = 1,13$ cm²)

$t = 20,28$ cm

$0,2h \leq \bar{t} \leq h\left(1 - \dfrac{0,3\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$

$\bar{t} = h\left(1 - \dfrac{0,3\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 57\left(1 - \dfrac{0,3 \times 4,86}{5,9}\right) = (1 - 0,247)\, 57 = 42,9$ cm.

On prendra $t = 20$ cm et on adoptera la répartition de CAQUOT. $\dfrac{l}{2} = \dfrac{6}{2} = 3$ m.

3×20, 3×25, 3×35 etc —

Ancrage des armatures :

$l_d = \dfrac{\phi}{4} \cdot \dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \dfrac{1,6 \times 2800}{4 \times 16,6} = 67,47$ cm on prend $l_d = 68$ cm ($\phi 16$)

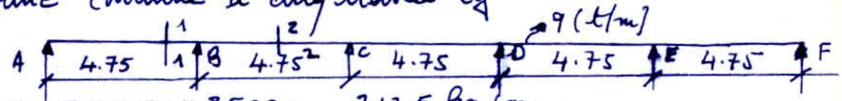
Comme nous disposons d'une largeur d'appui de 25 cm seulement, on prévoira un retour d'équerre.

Le calcul de la longrine L2 a été effectué avec le Portique PQ2.

. Calcul de la Longrine L_4.

La longrine L_4 est une longrine continue à cinq travées égales.

<u>Descente de charges :</u>



- Poids propre de la Longrine : $0,25 \times 0,50 \times 2500 = 312,5$ kg/m.
- Poids propre du mur extérieur : $0,25 \times 5,75 \times 1800 \times 1,00 = 2587,5$ kg/m.

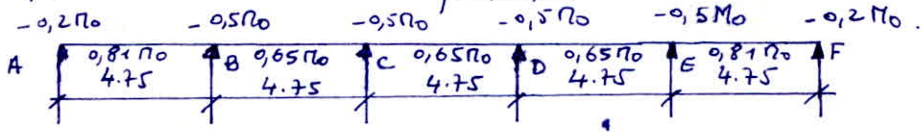
On deduit $G = 2900$ kg/ml. $= 2,9$ t/m.

$P = 0,2P = 0,2 \times 500 = 100$ kg/m² $\rightarrow$ $1,2P = 120 \times \frac{4.75}{2} = 285$ kg/m.

$\boxed{G + 1,2P = 3,185 \text{ t/m.}}$ on prend $q = 3,2$ t/m.

Les 4 conditions imposées dans le C.C.B.A 68 étant vérifiées, on peut appliquer les règles forfaitaires du C.C.B.A 68. La section de la longrine a pour valeur : 25x50

$q = 3,2$ t/m.



<u>calcul de M_0 :</u> $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,2 \times 4,75^2}{8} = 9,025$ t.m.

$M_A = M_F = -1,805$ t.m.

$M_B = M_C = M_D = M_E = -4,512$ t.m.

$M_{t_{DE}} = M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} = 0,65 \times 9,025 = 5,87$ t.m.

$M_{t_{AB}} = M_{t_{EF}} = 7,31$ t.m.

<u>Détermination des armatures longitudinales :</u>

<u>Section en travée :</u> <u>Détermination du Ferraillage :</u>

$M_{t_{AB}} = M_{t_{EF}} = 0,81 M_0 = 0,81 \times 9,025 = 7,31$ t.m.

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7310 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 47^2} = 0,071$. D'après les tableaux on déduit :

$k = 30,8$; $\alpha = 0,3275$; $\varepsilon = 0,8908$ On deduit la section d'acier nécessaire :

$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{7310 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0,8908 \times 47} = 6,24$ cm² $\rightarrow$ $\boxed{2T16 + 2T14}$ avec $A = 7,09$ cm²

<u>vérification des contraintes dans le béton :</u> $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{30,8} = 90,91$ kg/cm² < 137 kg/cm² (condition vérifiée.)

$\sigma'_m = \frac{M}{0,875 b h^2 \alpha} = \frac{7310 \times 10^2}{0,875 \times 25 \times 47^2 \times 0,3275} = 46,19$ kg/cm² $< 68,5$ kg/cm² (condition vérifiée).

$M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} = M_{t_{DE}} = 5,87$ t.m.

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 5870 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times 47^2} = 0,057$. D'aprés les tableaux on déduit :

$k = 35,2$; $\alpha = 0,2988$; $\varepsilon = 0,9004$. $\Rightarrow$ d'où $A = \frac{5870 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 47 \times 0,9004} = 4,95$ cm².

$\rightarrow$ $\boxed{2T14 + 2T12}$ avec $A = 5,33$ cm²

<u>vérification des contraintes dans le béton</u> $\sigma'_b = \frac{2800}{35,2} = 79,54$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_b = 137$ kg/cm².

$\sigma'_m = \frac{5870 \times 10^2}{0,875 \times 25 \times 0,2988 \times 47^2} = 40,65$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_{bo} = 68,5$ kg/cm².

Section sur appui intermédiaire : Détermination du Ferraillage :

$M = -4{,}512\,t.m \qquad \mu = \dfrac{15 \times 4512 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{47}^2} = 0{,}04376$

On déduit d'après les tableaux : $k = 41{,}4$; $\alpha = 0{,}2659$; $\varepsilon = 0{,}9114$.

$\Rightarrow \quad A = \dfrac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{4512 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 0{,}9114 \times 47} = 3{,}76\,cm^2 \;\rightarrow\; \boxed{2T12 + 2T10}$ avec $A = 3{,}83\,cm^2$.

Section sur appui de rive : Détermination du Ferraillage ;

$M = 1805 \times 10^2\,kg.cm \qquad \mu = \dfrac{15 \times 1805 \times 10^2}{28 \times 10^2 \times 25 \times \overline{47}^2} = 0{,}01750$. D'après les tableaux, on déduit :
$k = 70{,}5$; $\alpha = 0{,}1754$; $\varepsilon = 0{,}9415$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{1805 \times 10^2}{0{,}9415 \times 47 \times 28 \times 10^2} = 1{,}46\,cm^2$$

$A = 1{,}46\,cm^2$. $\Rightarrow \boxed{4T8}$ avec $A = 2{,}01\,cm^2$. Les 4 T8 seront prolongés en Travée car les barres T8 constituent des barres de Montage.

Vérification des Contraintes dans le béton :

$\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{41{,}4} = 67{,}63\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137\,kg/cm^2$.

$\sigma_b' = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{70{,}5} = 39{,}72\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137\,kg/cm^2$.

• Étude de l'effort tranchant :

$T_{max} = \dfrac{q\ell}{2} + \dfrac{0{,}5M_0 - 0{,}2M_0}{4{,}75} = \dfrac{q\ell}{2} + \dfrac{0{,}3M_0}{4{,}75} = \dfrac{3{,}2 \times 4{,}75}{2} + \dfrac{0{,}3 \times 9{,}025}{4{,}75} =$

$T_{max} = 7{,}6\,t + 0{,}57 = 8{,}17\,t = 8170\,kg$.

La contrainte tangentielle maximale est égale : $\tau_{max} = \dfrac{8170}{0{,}875 \times 47 \times 25} = 7{,}95\,kg/cm^2$

La contrainte de traction admissible est égale à :

$\sigma_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en} = \rho_{at}\,2400$; $\rho_{at} = 1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \dfrac{7{,}95}{9 \times 5{,}9} = 1 - 0{,}15 = 0{,}85$

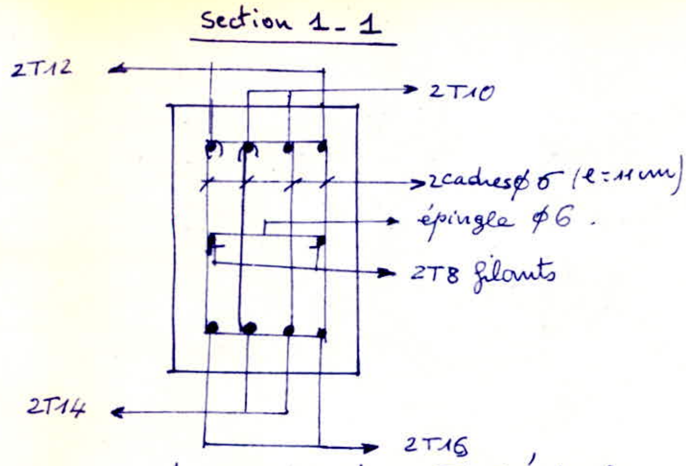
$\sigma_{at} = 0{,}85 \times 2400 = 2040\,kg/cm^2$. On prend $A_t = 2$ cadres $\phi 6 = 1{,}13\,cm^2$.

l'écartement t est égal à : $t = \dfrac{A_t\,z\,\sigma_{at}}{T} = \dfrac{1{,}13 \times 0{,}875 \times 47 \times 2040}{8170} = 11{,}60\,cm$

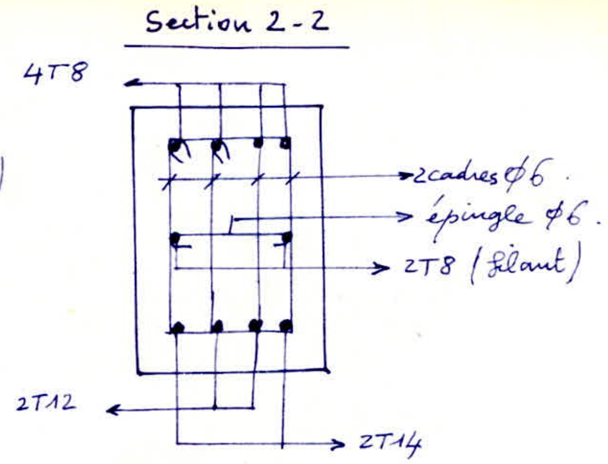
On adoptera la répartition de M. Caquot. La demi-portée est égale à 2,375

On prend la répartition suivante : 3×11 ; 3×13 ; 3×16 ; 3×20 etc. –

• Le calcul de la Longrine L_5 sera analogue à la Longrine L_4.



Longrine L_4 : Travée de rive.

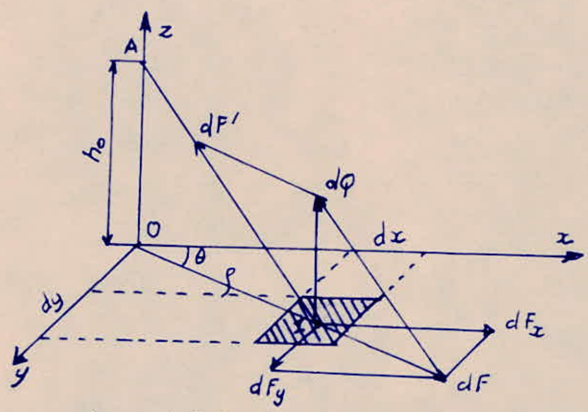


Longrine L_4 : Travée intermédiaire.

Dans notre étude, on appliquera pour le calcul des semelles la Méthode des bielles.

· Exposé théorique de la Méthode :

Méthode de calcul : Rapportons la semelle à trois axes rectangulaires : OZ dirigé suivant la verticale passant par l'axe de la semelle, Ox et Oy parallèles aux bords. Portons sur OZ la longueur ho, le point A qui détermine la valeur de ho.
Considérons un élément de la semelle, de dimensions dx et dy et de centre I. Si σ est la contrainte du sol, $\sigma = \frac{Q}{Bx\,By}$, (Bx plus grand côté du rectangle, By le petit côté du rectangle).
La réaction du sol sur l'élément envisagé a pour valeur : $dQ = \sigma\,dx\,dy = \frac{Q}{Bx\,By}\,dx\,dy$.



Décomposons dQ en dF' suivant la bielle IA et dF dans le plan xoy. Nous avons :
$\frac{dF}{dQ} = \frac{OI}{ho}$ (triangles semblables) d'où : $dF = \frac{Q}{Bx\,By}\cdot dx\cdot dy\cdot\frac{OI}{ho}$
Décomposons maintenant dF parallèlement aux axes Ox et Oy. $dFx = dF\cos\theta =$
$dF\cdot\frac{x}{OI} = \frac{Q}{Bx\,By}\cdot\frac{x}{ho}\,dx\,dy \Rightarrow Fx = \frac{Q}{Bx\,By\,ho}\int_{-\frac{By}{2}}^{+\frac{By}{2}} dy \int_0^{\frac{Bx}{2}} x\,dx =$

$$Fx = \frac{Q}{Bx\,By\,ho}\int_{-\frac{By}{2}}^{+\frac{By}{2}} dy \int_0^{\frac{Bx}{2}} x\,dx = \frac{Q}{Bx\,By\,ho}\cdot By\cdot\frac{Bx^2}{8} = \frac{Q\,Bx}{8\,ho}.$$

on a : $\frac{ht - d_1}{ho} = \frac{Bx - bx}{Bx}$.
(Triangles semblables).

d'où : $\boxed{Fx = \frac{Q(Bx - bx)}{8(ht - d_1)}}$

Si au lieu de dFx, nous considérons maintenant la composante dFy de dF parallèle à oy nous obtenons

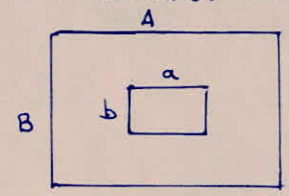
$$\boxed{Fy = \frac{Q(By - by)}{8(ht - d_2)}}$$

Les armatures seront constituées par 2 nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés. La section totale des armatures parallèles à Ox, c'est à dire au grand côté aura pour valeur : $\boxed{Ax = \frac{Fx}{\bar{\sigma}_a}}$ (avec $\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5}\sigma_e$)

La section des armatures parallèles à Oy c'est à dire au petit côté : $\boxed{Ay = \frac{Fy}{\bar{\sigma}_a}}$

avec ($\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5}\sigma_e$)

• Soient a et b les côtés des montants des Portiques. Les semelles seront calculées de façon que l'on ait : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k$ (A et B étant les dimensions des semelles). Prenons comme poids propre de la semelle égal à 4t.



N° Portiques.	Montants ou Poteaux	charge totale Par montant (t)	Poids de la semelle (t)	charge totale par Montant + Poids propre de la Semelle (t)	Section : $S = \frac{P_t}{\bar{\sigma}_s}$ (cm^2)	Dimensions A x B (m)	Dimensions adoptées A x B (m)
PQ11.	A_{11}	16 t	4 t	20 t	10.000	1,42 x 0,71	1,6 x 0,8.
PQ10.	A_{10}	25 t	4 t	29 t	14500	1,71 x 0,86	1,8 x 0,9.
PQ9.	A_9	25 t	4 t	29 t	14500	1,71 x 0,86	1,8 x 0,9.
PQ8.	A_8	25 t	4 t	29 t	14500	1,71 x 0,86	1,8 x 0,9.
PQ7.	A_7	25 t	4 t	29 t	14500	1,71 x 0,86	1,8 x 0,9.
PQ4	A_4	25 t	4 t	29 t	14500	1,71 x 0,86	1,8 x 0,9.
PQ3	A_3	25 t	4 t	29 t	14500	1,71 x 0,86	1,8 x 0,9.
PQ2	A_{21}	14 t	4 t	18 t	9000	0,95 x 0,95	1 x 1.
	A_{22}	54 t	4 t	58 t	29000	2,5 x 1,25	2,5 x 1,25.
A_{21} A_{22} A_{23} A_{24}	A_{23}	54 t	4 t	58 t	29000	2,50 x 1,25	2,5 x 1,25.
	A_{24}	14 t	4 t	18 t	9000	0,95 x 0,95	1 x 1.
PQ5 = PQ6 on adoptera une semelle filante entre les montants	$A_5 + A_6$	32 t	8 t	40 t	20.000	1,45 x 1,45	1,45 x 1,45
semelle filante entre A_1 et P_2	$A_1 + P_2$	26 t	8 t	34 t	17000	2,00 x 1,00	2 x 1.

N° Poteau	charge totale Par poteau	Poids propre semelle	charge totale + p.p semelle	Section $S = \frac{P}{\bar{\sigma}_s}$ (cm^2)	Dimensions A x B (m)	Dimensions adoptées (m)	Section Poteau
P_1.	11 t	4 t	15 t	7500	0,9 x 0,9	1,00 x 1,00	25 x 25.

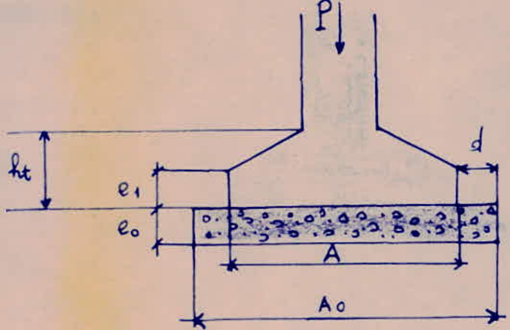
* Section des Montants : $A_{11} = A_{10} = A_9 = A_8 = A_7 = A_4 = A_3 = A_{22} = A_{23} = A_5 = A_6 = A_1 = 25 \times 50$.
* Section des Poteaux : $P_1 = P_2 = 25 \times 25 = A_{21} = A_{24}$.

Semelles	sections. (cm²)
S_1	160 x 80.
S_2	100 x 100.
S_3	180 x 90.
S_4	145 x 145.
S_5	145 x 100.
S_6	250 x 125.
S_7	100 x 100.
S_8	200 x 100.

Calcul des semelles :

- Semelles du portique PQ11 : Les semelles des montants du portique PQ11 sont des semelles isolées. Il en est de même pour les Portiques : PQ2 ; PQ3 ; PQ4 ; PQ7 ; PQ8 ; PQ9. PQ10.

On doit avoir : $h_t \geq 4 + \frac{160-50}{4} \geq 31,5$. On prend $h_t = 50$ cm.



NoTa: Pour le dosage du gros béton ou béton de propreté on prend 150 kg/m³. L'épaisseur du gros béton est égale à 10 cm. ($e_0 = 10$ cm).
on prend d = 10 cm pour faire intervenir la longueur A de la semelle car d'après le cours on a :
si $e_0 \geq 1,5d$ on fait intervenir dans les calculs A_0 et non pas A. si $e_0 < 1,5d$ on prend A.
(on a : $10\text{ cm} < 1,5 \times 10 < 15\text{ cm}$). On prend $d = e_0 = 10$ cm
Pour la hauteur du bord libre e_1 on doit avoir :
$e_1 \geq 6\phi + 6$. On prend $e_1 = 25$ cm.

Pour les armatures on prend des aciers Tor. $\sigma_{en} = 4200$ kg/cm². Dans le cas où on applique la méthode des bielles pour la détermination des armatures on prend $\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5}\sigma_{en}$
$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 3 \times \frac{4200}{5} = 2520$ kg/cm.

. Détermination des armatures :

on a $P_t = 20\,t$ $\Rightarrow F_x = \frac{20 \times 10^3 (160-50)}{8(50-4)} = \frac{22 \times 10^5}{46 \times 8} = 5978 \sim 6000$ kg.

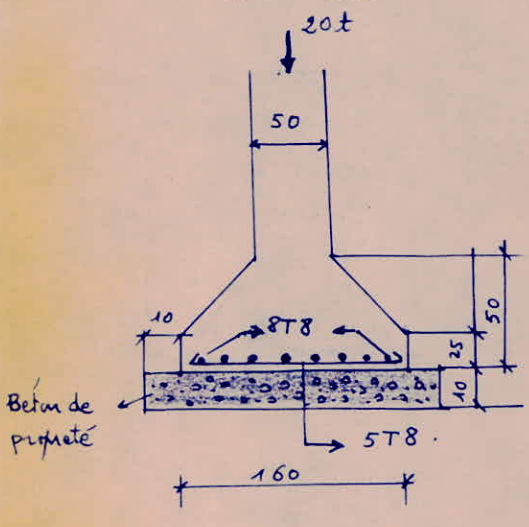
Montant : 25X50

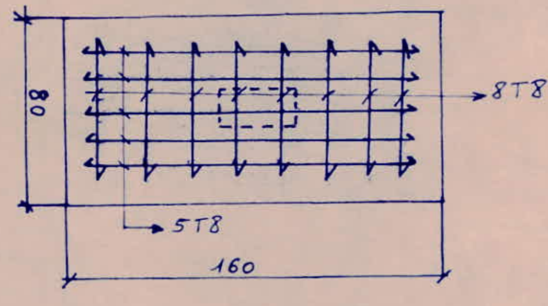
semelle : 160X80

$F_y = \frac{20 \times 10^3\ (80-25)}{8(50-5)} = 3056$ kg.

On deduit $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{6000}{2520} = 2,38$ cm² $\longrightarrow$ 5T8 $\longrightarrow A = 2,51$ cm².

$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3056}{2520} = 1,21$ cm² $\longrightarrow$ 8T8 $\longrightarrow A = 4,02$ cm².





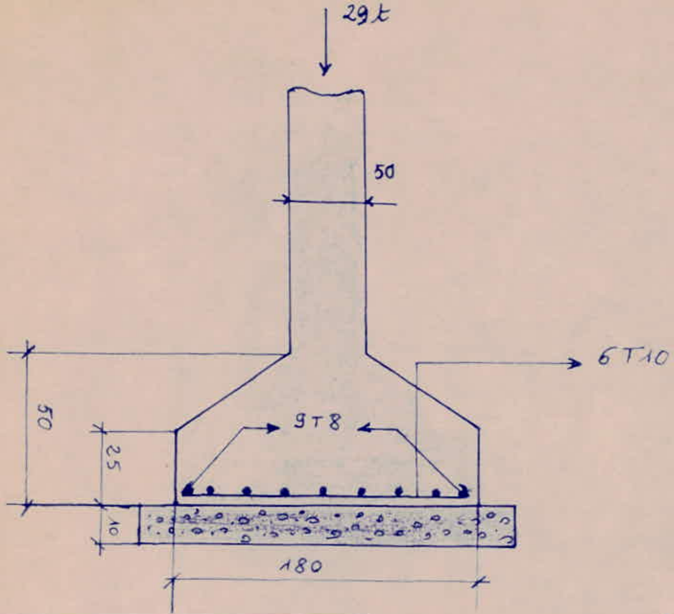
- Semelles du Portique PQ10 = PQ9 = PQ8 = PQ7 = PQ4 = PQ3.

On a $P_t = 29t$ section de la semelle ; 1,8 X 0,9
section Montant : 0,25 X 0,50.

On a $F_x = \frac{29 \times 10^3\ (1,8-0,5)}{8(50-4)} = 10245$ kg. $F_y = \frac{29 \times 10^3 (0,9-0,25)}{8(50-5)} = 5236$ kg.

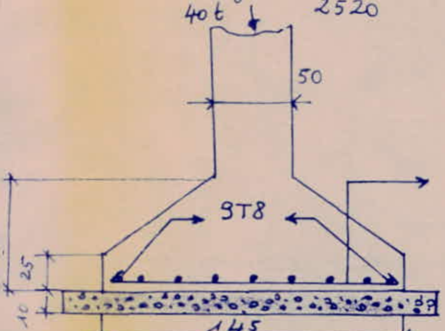
On deduit $A_x = \frac{10245}{2520} = 4,07$ cm² $A_y = \frac{5236}{2520} = 2,08$ cm²

On a trouvé $A_x = 4,07\ cm^2 \Rightarrow 6T10$ avec $A = 4,71\ cm^2$.
$A_y = 2,08\ cm^2 \Rightarrow 9T8$ avec $A = 4,52\ cm^2$.



Portique PQ5 = Portique PQ6 : on a une semelle filante pour chaque montant des 2 portiques PQ5 et PQ6. On a $P = 40t$ (Section de la semelle filante : $1,45 \times 1,45$). En appliquant la méthode des bielles, on déduit : $F_x = F_y = \dfrac{40 \times 10^3 (145-50)}{8(50-4)} = 10326\ kg$. On déduit : $A_x = A_y =$

$$A_x = A_y = \frac{10326}{2520} = 4,1\ cm^2 \Rightarrow 9T8 \text{ avec } A = 4,52\ cm^2.$$



Portique PQ2 : Considérons le montant A_{22} : section montant : 25×50. $P = 58t$. section semelle : 250×125.

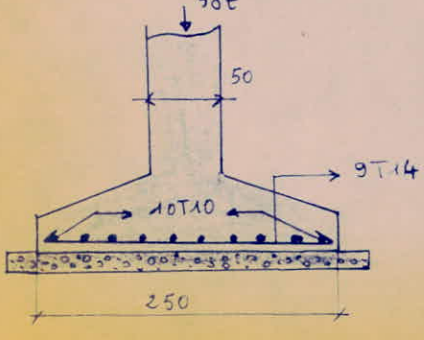
$$\left.\begin{array}{l}\text{section montant : } 25\times 50 \\ \text{section semelle : } 250 \times 125\end{array}\right\} \Rightarrow F_x = \frac{58 \times 10^3 (250-50)}{8(50-4)} \qquad F_y = \frac{58 \times 10^3 (125-25)}{8(50-5)}$$

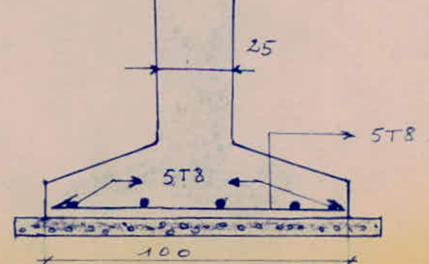
On trouve : $F_x = 31522\ kg \Rightarrow A_x = \dfrac{31522}{2520} = 12,51\ cm^2 \Rightarrow 9T14 : A = 13,85\ cm^2$

$$F_y = 16111\ kg \Rightarrow A_y = \frac{16111}{2520} = 6,4\ cm^2 \Rightarrow 10T10 : A = 7,85\ cm^2.$$

Considérons le montant A_{21} : $P = 18t$. Section montant : 25×25, section semelle $1,00 \times 1,00$

$$F_x = F_y = \frac{18 \times 10^3 (100-25)}{8(50-4)} = 3669\ kg \Rightarrow A_x = A_y = \frac{3669}{2520} = 1,45\ cm^2 \Rightarrow 5T8 \Rightarrow A = 2,51\ cm^2$$





UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement Genie Civil

Projet De Fin D'etudes

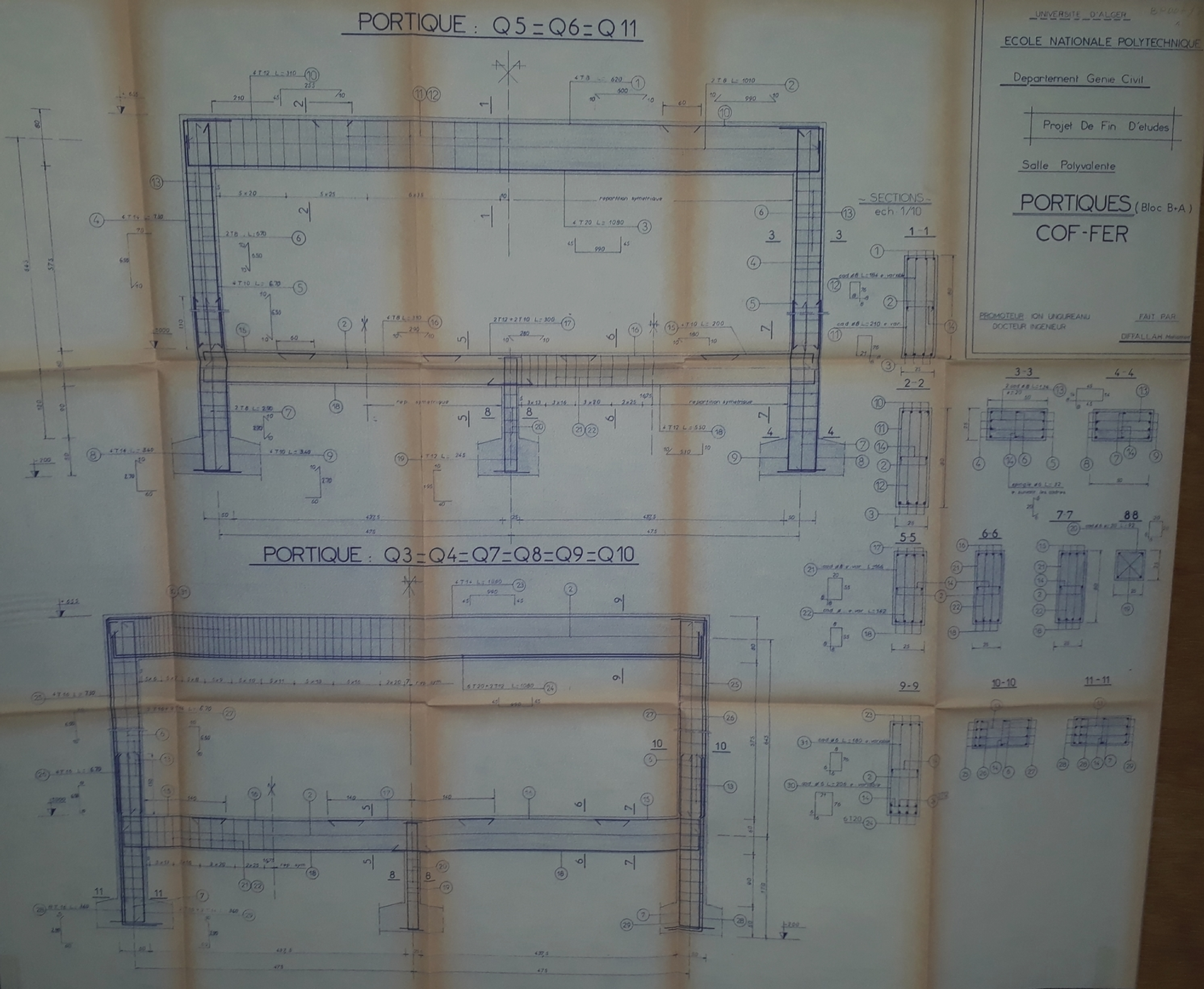
Salle Polyvalente

PORTIQUES (Bloc B+A)

COF-FER

PROMOTEUR ION UNGUREANU
DOCTEUR INGENIEUR

FAIT PAR
DIFFALLAH



UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

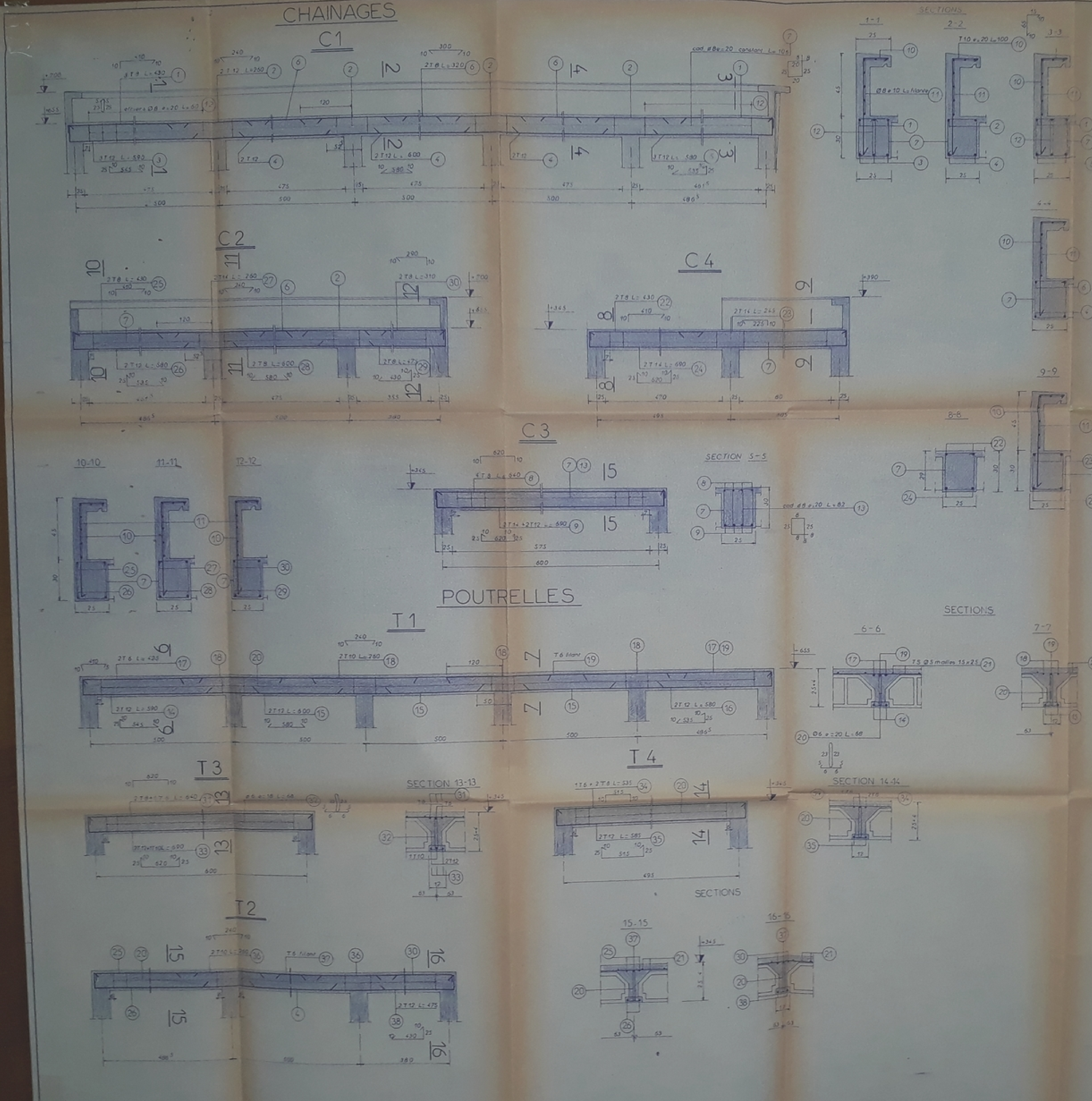
SALLE POLYVALENTE

PLAN DE FONDATION

COF —— FER

PROMOTEUR ION UNGUREANU
DOCTEUR INGENIEUR

FAIT PAR



UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONNALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

Departement Genie Civil

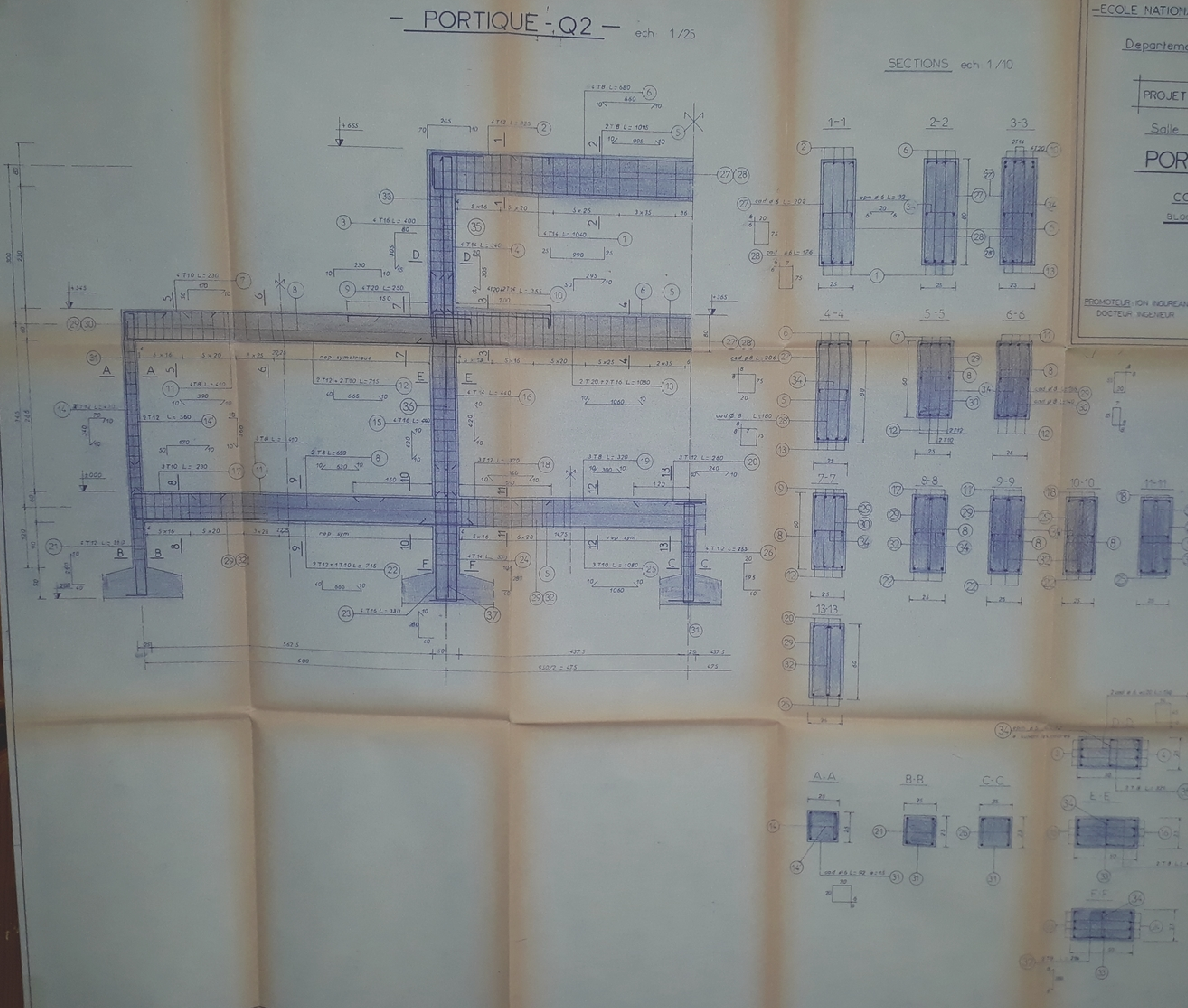
– SALLE POLYVALENTE –

– CHAINAGES
– POUTRELLES
– ACCROTERES

COF - FER

PROMOTEUR ION INGUREANU
DOCTEUR INGENIEUR

FAIT PAR
DIFFALLAH



UNIVERSITE D'ALGER

-ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE-

Departement Genie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

Salle polyvalente

PORTIQUE-Q 2

COF-FER

BLOC A

PROMOTEUR: ION INGUREANU
DOCTEUR INGENIEUR

FAIT PAR
DIFFALLAH-Mohamed