

U. S. T. H. B.
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

38/81

DEPARTEMENT
GENIE CIVIL

100

PROJET DE FIN D'ETUDES

Promotion : Janvier 1981



BATIMENT D'HABITATION

(R.C.+4)

Handwritten red signature or initials.

Proposé par : LA COMPAGNIE IMMOBILIERE ALGERIENNE

Dirigé par : M. Z. SZAFRAN

Etudié par :

Y. SALEM CHERIF

R. NAKIB

U S T H B

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

PROMOTION JANVIER 1981

BATIMENT D'HABITATION

PROPOSE PAR LA COMPAGNIE IMMOBILIERE
ALGERIENNE

DIRIGE PAR M.S. SZCHAFFRAN

ETUDIE PAR

Y. SALEM CHERIF
R. NAKIB

Remerciements

Nous remercions M. SZCHAFRAN, notre promoteur pour ses conseils et son aide précieuse.

Nos vifs remerciements à M. Jean Claude Ingénieur en Genie civil, pour son aide efficace et sa disponibilité

Nous remercions également tous les professeurs de l'Ecole Polytechnique qui ont contribué à notre formation.

Je dedie cet humble travail

- à mon père et ma mère pour tous leurs sacrifices, leurs efforts et leurs encouragements qui n'ont jamais cessé de fournir pour ma formation et mon bien-être.
- à la mémoire de mon cher et regretté frère Fodil tout en priant Dieu le tout puissant pour qu'il soit clément de son âme
- à mes frères, mes sœurs et ma belle sœur tout en leur souhaitant tout le bonheur et la réussite.
- à mes grands parents.
- à mon amie Hamida.
- et à tous mes autres amis

Yassine - SALEM - CHERIF.

Je dedie ce modeste travail à

Mes parents

Mes frères, et particulièrement mon frère Salah
qui s'est beaucoup sacrifié pour moi.

Tous mes cousins et tous mes amis.

N. Rachid

TABLE DES MATIERES

	Page
<u>INTRODUCTION</u>	
Presentation de l'ouvrage	1
Caracteristiques des materiaux utilises	3
Charges et surcharges	6
<u>CALCUL DES ELEMENTS</u>	
Plancher terrasse	7
Calcul des acrotères	9
calcul des poutrelles	7
Armatures de la table de compression	8
Plancher courant	15
calcul des poutrelles	16
escaliers	16
<u>ETUDE AU SEISME</u>	22
calcul sismique	28
<u>ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES</u>	29
Methode de Caquot	34
Portique transversal intermediaire	34
Portique transversal de rive	39
Portique longitudinal	48
<u>ETUDE SOUS FORCES SISMIQUES HORIZONTALES</u>	58
Methode de BOWMAN	63
Portique longitudinal	63
Portique transversal intermediaire	65
Portique transversal de rive	69
<u>ETUDE AU VENT</u>	73
calcul au vent	77
Portique longitudinal	77
Portique transversal intermediaire	80
Portique transversal de rive	85
<u>SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS</u>	89
Portique longitudinal	93
Portique transversal intermediaire	95
Portique transversal de rive	100
<u>FERRAILLAGE DES POUTRES</u>	103
Poutres longitudinales	106
Poutres transversales intermediaires	106
Poutres transversales de rive	118
<u>FERRAILLAGE DES POTEAUX</u>	125
Methode de Calcul	127
Ferrailage dans le sens longitudinal	128
Ferrailage dans le sens transversal	133
<u>FONDACTIONS</u>	139
Semelles isolees	147
Semelles sous joint de dilatation	147
Semelles continues sous 2 poteaux	148
Longrines	150
murs de refend	153
	154

—PRESENTATION—

L'objet de la présente étude consiste au calcul de résistance d'un bâtiment d'habitation implanté à Alger.

Le bâtiment est composé d'un rez de chaussée et de quatre étages, ainsi que d'un vide sanitaire. Le niveau rez de chaussée est surelevé de 1,00 m par rapport au sol et la hauteur de plancher en plancher est de 2,90 m.
La hauteur totale du bâtiment est de 15,90 m.

On prévoit un joint de dilatation de 2 cm divisant le bâtiment en 2 blocs identiques, ceci nous évite de tenir compte des effets dus aux variations de température.

Taux de travail du sol

La contrainte admissible du sol est de $2,5 \text{ kgf/cm}^2$.

Béton Armé

Le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CCBA 68), ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

Composition du béton par m^3 :

800 l de gravier de diamètre variant entre 5 et 20 mm
350 à 400 l de sable de rivière, à l'exclusion de tout agrégat de carrière non terreux ne dépassant pas 5 mm
350 kg de ciment CPA 325.

Ossature : elle est constituée de poutres et de poteaux formant un système de portiques. L'encastrement des poutres aux poteaux assure le contreventement du bâtiment

Un mur de refend en béton armé entoure le bâtiment, son niveau supérieur est celui du plancher Rez de chaussée.

Planchers :

Les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse aura une isolation hydrofuge et thermique, ainsi qu'une forme de pente facilitant l'écoulement des eaux de pluie.

Maçonnerie :

- murs extérieurs à double cloisons d'épaisseur 25 cm avec vide d'air de 5 cm, construits en brique creuse.
- murs intérieurs cloisons de séparation en brique creuse de 10 cm.

Revêtements :

Carrelage pour les chambres

Céramique pour les salles d'eau

Escaliers : 2 cages d'escaliers sont prévues pour le bâtiment, l'une pour le bloc A et l'autre pour le bloc B.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX CONSTITUANT LE BETON ARMÉ

BETON

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 avec contrôle atténué

Résistance nominale :

pour un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325, les règles CCBA 68 fixent les résistances nominales suivantes :

résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

résistance nominale de traction $\bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ bars}$

Contrainte de compression admissible : Art 9.4 CCBA 68

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_n$$

$$\text{avec } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

α : dépend de la classe de ciment utilisé : CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$

β : dépend de la qualité du contrôle : contrôle atténué $\rightarrow \beta = \frac{5}{6}$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats : on a $k_m > 4 \text{ Cg} \rightarrow \gamma = 1$

δ : dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$ pour la compression simple

$\delta = 0,6$ pour la flexion simple

Cas de la flexion composée :

L'effort normal est une traction : $\delta = 0,6$

L'effort normal est une compression : $\delta = \min \left[0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$

avec :

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au C.G. de béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

ϵ : dépend de la forme des sections, ainsi que de la position de l'axe neutre
cas de la compression simple: $\epsilon = 1$

cas autre que la compression simple: $0,5 < \epsilon < 1$

contrainte admissible en compression simple:

sous sollicitation du 1^{er} genre: $\sigma'_{b0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$

sous sollicitation du 2^e genre $\sigma'_{b0} = 1,5 \times 67,5 = 101,3 \text{ bars}$

Contrainte admissible en flexion simple

sous sollicitation du 1^{er} genre: $\sigma'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars}$

sous sollicitation du 2^{eme} genre: $\sigma'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars}$

Contrainte de traction de reference: (CCBA 68 - Art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \sigma'_n$$

β_b est le produit de 4 facteurs sans dimension: $\alpha, \beta, \gamma, \theta$

α, β, γ sont déjà définis.

θ dépend de la résistance nominale du béton

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n} \quad \sigma'_n \text{ exprimé en bars.}$$

sous sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre:

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{270}\right) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars}$$

sous sollicitation totale pondérée du 2^{eme} genre

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ bars}$$

Modules de deformation du béton (CCBA 68 - Art 9.6)

Module de deformation longitudinale

Dans le cas de charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, est défini à l'âge j jours, le module de deformation instantané

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j} \quad \sigma'_j \text{ exprimé en bars}$$

Sous l'action de charges de longue durée d'application, est défini

le module de deformation longitudinal $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$

La résistance à la compression du béton augmente avec l'âge.
On peut admettre que pour les grandes valeurs de j :

$$\begin{aligned} \sigma_j' &= 1,20 \sigma_{28}' && \text{pour les bétons à base de ciment de la classe 325} \\ \sigma_j' &= 1,10 \sigma_{28}' && \text{pour les bétons à base de ciment de classe supérieure} \end{aligned}$$

ACIERS

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont les suivants :

Acier doux ou rondes lisses : $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars}$ Nuance FeE24

Contrainte admissible en traction et en compression

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{sous SP2}$$

Aciers haute adhérence Nuance FeE40

$$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars} \quad \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars} \quad \text{pour } \phi > 20 \text{ mm}$$

Contrainte admissible en traction et en compression

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{sous SP2}$$

Treillis soudés c'est des grillages de fils trefilés lisses

$$\sigma_{en} = 5300 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 4500 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{pour } \phi > 6 \text{ mm}$$

CONTRAINTES DE TRACTION IMPOSÉE PAR LA CONDITION DE NON-FISSURATION

La valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ sera limitée à la plus grande des 2 valeurs

$$\sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}$$

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

σ_1 : contrainte de fissuration systématique

σ_2 : contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle, due aux effets de variation de température, et aux effets du retrait

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ barres rondes lisses

$\eta = 1,6$ barres haute adhérence

ϕ : diamètre en mm, de la plus grosse barre

$\omega_f = \frac{A}{2bd}$ pourcentage de fissuration

A : section totale des barres tendues

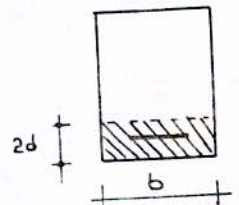
$B_f = 2b \cdot d$ section d'enrobage des barres tendues

κ : coefficient ayant pour valeur

$\kappa = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$\kappa = 1,0 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

$\kappa = 0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable

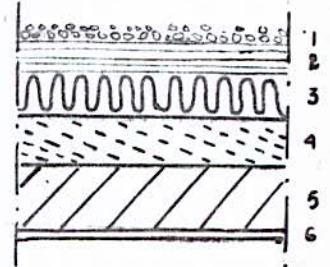


CHARGES ET SURCHARGES

Plancher terrasse

Charges permanentes :

1 - gravillons (4cm) : $1800 \times 0,04 \dots$	72 kg/m ²
2 - multicouches	10 kg/m ²
3 - isolation thermique	10 kg/m ²
4 - béton de pente : $2000 \times 0,06 \dots$	120 kg/m ²
5 - hourdis + table (16+4)	265 kg/m ²
6 - enduit plâtre (1,5cm)	21 kg/m ²
<u>G = 498 kg/m²</u>	



Surcharges :

terrasse non accessible :

$P = 100 \text{ kg/m}^2$

$G + 1,2P = 498 + 120 = 618 \text{ kg/m}^2$

Acroteres :

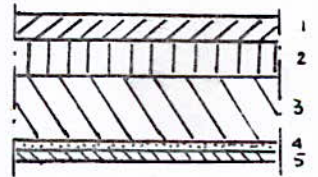
épaisseur : 12cm
hauteur : 40cm

$P = 120 \text{ kg/ml}$

Plancher Courant

Charges permanentes

1 - carrelage (2cm) $22 \text{ kg/m}^2 \text{ par cm}$ -	44 kg/m ²
2 - mortier de pose - - - - -	80 kg/m ²
3 - hourdis + table (16+4) - - - -	265 kg/m ²
4 - isolation phonique - - - - -	10 kg/m ²
5 - faux plafond + cloisons - - - -	30 kg/m ²
<u>75 kg/m²</u>	
$G = 504 \text{ kg/m}^2$	



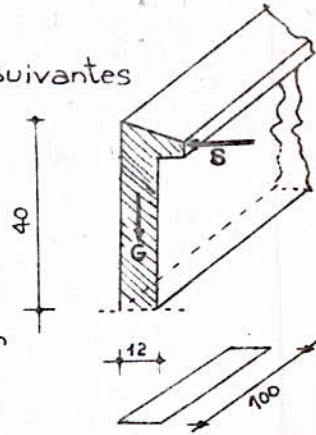
Surcharges $P = 175 \text{ kg/m}^2$

$G + 1,2P = 504 + 210 = 714 \text{ kg/m}^2$

— CALCUL DE L'ACROTERE —

$G = 120 \text{ kg/ml}$ c'est le poids d'une bande ayant les dimensions suivantes

- épaisseur 12 cm
- Largeur 100 cm
- hauteur 40 cm



$S = 100 \text{ kg/ml}$ c'est la surcharge due à la main courante appliquée horizontalement.

Le calcul sera fait pour une section rectangulaire $100 \times 12 \text{ cm}$ à l'encastrement, soumise à la flexion composée.

calcul des efforts

$$\left. \begin{aligned} G &= 2500 \times 0,4 \times 0,12 = 1200 \text{ kg} \\ P &= 100 \times 1,2 = 120 \text{ kgf} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{effort de compression } N = 120 \text{ kg} \\ &\text{moment de flexion } M = P \cdot h = 120 \times 0,4 = 48 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Détermination des armatures

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4800}{120} = 40 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 2 \text{ cm} \quad \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Méthode du moment fictif

$$eM_0 = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 4800 + 120 \left(\frac{12}{2} - 2 \right) = 5280 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 5280}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0028 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{aligned} \varepsilon_s &= 0,9758 \\ \kappa &= 192 \end{aligned} \right.$$

$$A_1 = \frac{eM_0}{\bar{\sigma}_a \varepsilon_s h} = \frac{5280}{2800 \cdot 0,9758 \cdot 10} = 0,193 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,193 - \frac{120}{2800} = 0,15 \text{ cm}^2$$

condition de non-fragilité (CCBA68 Art 52)

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 10 \text{ cm} \end{aligned} \quad A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{t1}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Vu que la section calculée A est trop faible, nous adopterons la section minimale imposée par la condition de non-fragilité.

soit 4T6 p.ml ($1,13 \text{ cm}^2$)

Vérification à la fissuration

$$\begin{aligned} \kappa &= 10^6 \\ \eta &= 1,6 \text{ (acier HA)} \\ \phi &= 6 \text{ mm} \end{aligned} \quad \sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{0,0028}{1 + 0,028} = 726 \text{ bars}$$

$$\omega_f = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0028 \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010 \text{ bars}$$

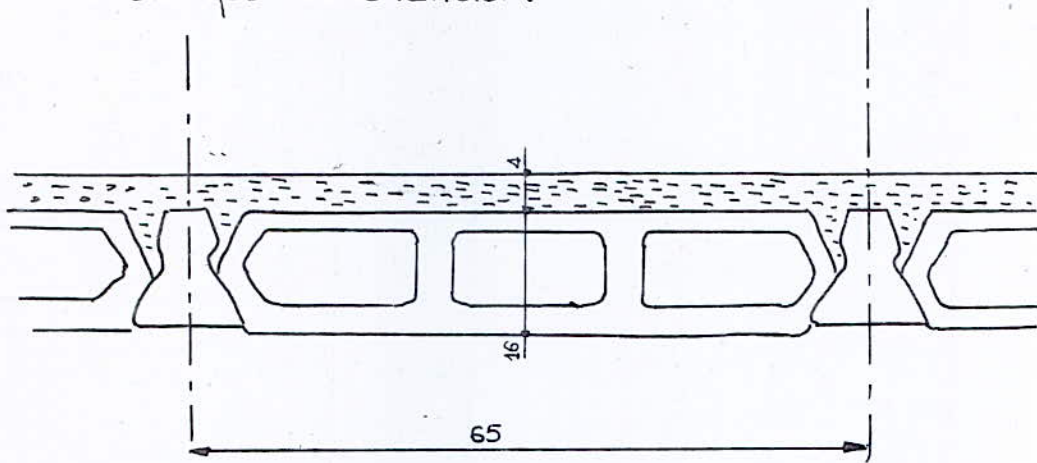
il n'y a pas de risque de fissuration.

CALCUL DU PLANCHER

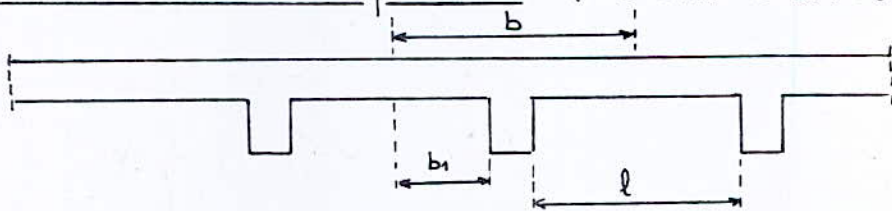
Calcul des poutrelles

Les poutrelles à utiliser seront celles prefabricées à la SNMC. Elles sont à dimensions standardisées et répondent aux normes de sécurité exigées par la construction.

Pour résoudre le problème des éventuels retards dans l'approvisionnement du chantier en poutrelles, nous calculerons celles-ci pour pouvoir les fabriquer au chantier.



Largeur de la table de compression (Art 23.3 CCBA 68)



$$b_1 \leq \frac{l}{2} \quad l = 65 \text{ cm} - 12 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \quad L = 360 - 20 = 340 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 6h_0 \text{ à } 8h_0 \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad 6h_0 = 24 \text{ cm} \quad 8h_0 = 32 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 8h_0 = 32 \text{ cm}$$

on prendra $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et $b = 2b_1 + h_0 = 65 \text{ cm}$

Plancher terrasse

Le calcul des poutrelles se fera selon 2 hypothèses :

1^{ère} hypothèse : en considérant la poutrelle avant le coulage de la table de compression, la poutrelle sera donc considérée comme simplement appuyée.

section de la poutrelle 4×12

pois propre de la poutrelle $\dots 0,04 \times 0,12 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$

pois du hourdis $\dots 0,65 \times 95 = 62 \text{ kg/ml}$

surcharge $\dots 100 \text{ kg/ml}$

$$q = 12 + 62 + 1,2 \times 100 = 194 \text{ kg/ml}$$

détermination des efforts :

Moment en travée $M = q \frac{l^2}{8} = 194 \times \frac{3,4^2}{8} = 280,3 \text{ kg.m}$

Effort tranchant $T = q \frac{l}{2} = 194 \times \frac{3,4}{2} = 329,8 \text{ kg}$

Détermination des armatures

La poutrelle sera sollicitée en flexion simple

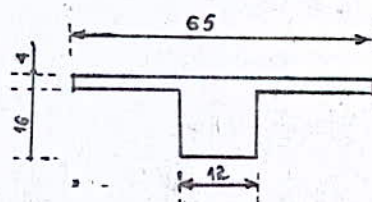
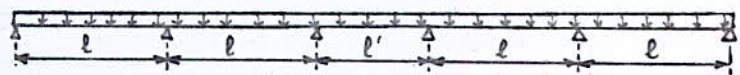
$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 28030}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 3,1283 \rightarrow \begin{cases} K = 1,5 \\ \varepsilon = 0,6970 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\mu} = \frac{2800}{1,5} = 1866 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \quad \begin{array}{l} \text{les armatures comprimées} \\ \text{seront donc nécessaires} \end{array}$$

Il sera nécessaire de placer un échafaudage pour supporter les surcharges de la poutrelle, parce que la section de la poutrelle est trop petite pour qu'on y dispose des armatures comprimées.

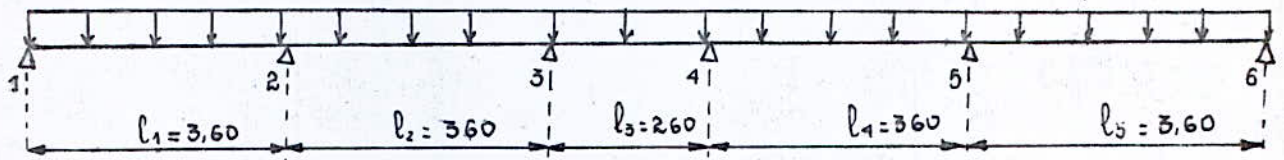
2^{ème} hypothèse : en considérant la poutrelle après le coulage de la table de compression et son durcissement, la poutrelle sera considérée continue

$$q = 0,65 \times 618 = 401,7 \text{ kg/ml}$$



Determinations des efforts :

On determine les moments flechissants aux differents appuis à l'aide de la formule des 3 moments



$$M_1 l_1 + 2M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 = -\frac{q}{l_1} \int_0^{l_1} \mu x dx - \frac{q}{l_2} \int_0^{l_2} \mu (l_2 - x) dx \quad \text{entre 1 et 3}$$

$$M_2 l_2 + 2M_3 (l_2 + l_3) + M_4 l_3 = -\frac{q}{l_2} \int_0^{l_2} \mu x dx - \frac{q}{l_3} \int_0^{l_3} \mu (l_3 - x) dx \quad \text{entre 2 et 4}$$

$$l_1 = l_2 = l_4 = l_5 = l ; l_3 = l'$$

$$M_1 = M_6 = 0 ; M_2 = M_5 = M ; M_3 = M_4 = M'$$

$$-\frac{q}{l_1} \int_0^{l_1} \mu x dx = -\frac{q}{l_2} \int_0^{l_2} \mu x dx = -q \frac{l^3}{4}$$

$$-\frac{q}{l_2} \int_0^{l_2} \mu (l_2 - x) dx = -q \frac{l^3}{4} ; -\frac{q}{l_3} \int_0^{l_3} \mu (l_3 - x) dx = -q \frac{l'^3}{4}$$

$$\begin{cases} 4M + M' = -q \frac{l^2}{2} \\ M + M'(2l + 3l') = -q (l^3 + l'^3) \end{cases}$$

La resolution de ce systeme, donne avec : $q = 618 \times 0,65 = 401,7 \text{ kg/m.l}$
 $l = 3,60 \text{ m} \quad l' = 2,60 \text{ m}$

$$M = M_2 = M_5 = -577,92 \text{ kgf.m}$$

$$M' = M_3 = M_4 = -291,33 \text{ kgf.m}$$

Determination des moments en travées :

$$M_t = \mu + M_i \frac{l-x}{l} + M_j \frac{x}{l} \quad \text{pour une travée } i-j$$

M_t : le moment flechissant à l'abscisse x de la travée hyperstatique

μ : le moment à l'abscisse x de la travée isostatique de reference

$$\mu = -q \frac{x^2}{2} + q \cdot \frac{l}{2} \cdot x$$

Travée 1-2

$$M_{t1} = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M \frac{x}{l}$$

$$T = \frac{dM_{t1}}{dx} = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M}{l} \quad T=0 \quad \text{si} \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M}{q l} = \frac{3,60}{2} - \frac{577,92}{401,7 \times 3,60} = 1,40 \text{ m}$$

M_{t1} est maximum à l'abscisse $x = 1,40 \text{ m}$ de la travée considérée.

$$M_{t1 \max} = 401,7 \times \frac{3,60}{2} \times 1,4 - 401,7 \times \frac{1,4^2}{2} - 577,92 \times \frac{1,4}{3,60} = 394 \text{ kg.m}$$

effort tranchant : $T = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M}{l}$

$$T(x=0) = T_{1d} = q \frac{l}{2} + \frac{M}{l} = 401,7 \times \frac{3,60}{2} - \frac{577,92}{3,60} = 562,53 \text{ kg}$$

$$T(x=l) = T_{2g} = -q \frac{l}{2} + \frac{M}{l} = -401,7 \times \frac{3,60}{2} - \frac{577,92}{3,60} = -883,59 \text{ kg}$$

Travée 2-3

$$M_{t2} = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M \frac{l-x}{l} + M' \frac{x}{l}$$

$$T = \frac{dM_{t2}}{dx} = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M'-M}{l} \quad T=0 \quad \text{si} \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M'-M}{q l} = \frac{3,60}{2} + \frac{-291,33 + 577,92}{401,7 \times 3,60} = 2 \text{ m}$$

$$M_{t2 \max} = M_{t2}(x=2 \text{ m}) = 401,7 \times \frac{3,60 \cdot 2}{2} - 401,7 \times \frac{2^2}{2} + (-577,92) \cdot \frac{3,60-2}{3,60} + (-291,33) \cdot \frac{2}{3,60} =$$

$$M_{t2 \max} = 224 \text{ kg.m}$$

effort tranchant $T = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M'-M}{l}$

$$T(x=0) = T_{2d} = q \frac{l}{2} + \frac{M'-M}{l} = 401,7 \times \frac{3,60}{2} + \frac{-291,33 + 577,92}{3,60} = 802,67 \text{ kgf}$$

$$T(x=l) = T_{3g} = -q \frac{l}{2} + \frac{M'-M}{l} = -643,46 \text{ kgf}$$

Travée 3-4

$$M_{t3} = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M'$$

$$T = \frac{dM}{dx} = q \frac{l}{2} - qx \quad T=0 \quad \text{si} \quad x = \frac{l}{2}$$

$$M_{t3max} = 401,7 \times \frac{2,4}{2} \times \frac{2,4}{2} - \frac{1}{2} \times 401,7 \times \left(\frac{2,4}{2}\right)^2 + (-291,33) = 48,10 \text{ kgf.m}$$

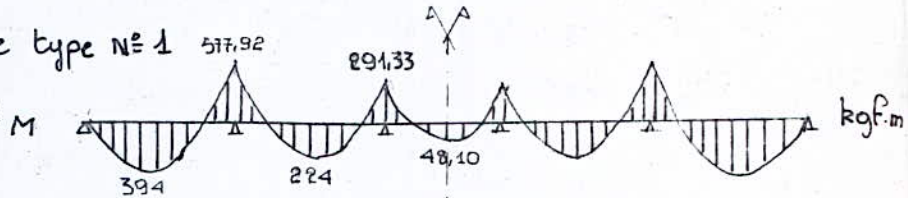
effort tranchant

$$T(x=0) = T_{3d} = q \frac{l}{2} = 401,7 \times \frac{2,60}{2} = 522,2 \text{ kgf}$$

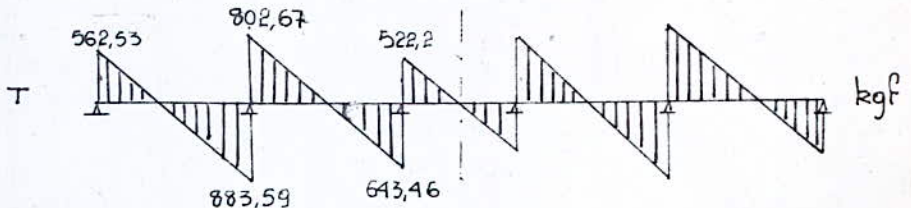
$$T(x=l) = T_{4g} = -q \frac{l}{2} = -401,7 \times \frac{2,60}{2} = -522,2 \text{ kgf}$$

Diagrammes: poutelle type N°1

moments flechissants



efforts tranchants



Calcul des armatures

nous aurons à calculer les sections dont les moments sont maximaux

moment maximal en travée $M_t = 394,23 \text{ kgf.m}$

moment maximal en appui $M_a = -577,92 \text{ kgf.m}$

La méthode utilisée est celle de P. Charon

Section en travée

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 39423}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0100 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1345 \\ \epsilon = 0,9552 \\ \kappa = 96,5 \end{cases}$$

$y = \alpha \cdot h = 0,1345 \times 18 = 2,42 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$ l'axe neutre tombe dans la table

la section sera calculée comme une section rectangulaire $b \times h$

$$\sigma_b' = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{n \cdot \kappa} = \frac{2800}{96,5} = 29,0 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{39423}{2800 \times 0,9552 \times 18} = 0,82 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

Section en appui

On considère la section soumise au plus grand moment (Appui 2)

$$M = 577,92 \text{ kgf.m}$$

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 57792}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0796 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8853 \\ \kappa = 28,6 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_a}{n \cdot \kappa} = \frac{15 \cdot 2800}{15 \times 28,6} = 97,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\epsilon} \cdot h} = \frac{57792}{2800 \times 0,8855 \times 18} = 1,29 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \underline{2\text{ET}10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

Verification des contraintes

Sur appui

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \tilde{\omega} = \frac{100}{b \cdot h} \times A = \frac{100}{12 \times 18} \times 1,57 = 0,7268 \rightarrow \begin{cases} K = 25,5 \\ \bar{\epsilon} = 0,8765 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \bar{\epsilon} \cdot h} = \frac{57792}{1,57 \times 0,8765 \times 18} = 2333 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2333}{25,5} = 91,49 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

En travée

$$A = 1,00 \text{ cm}^2 \quad \tilde{\omega} = \frac{100}{b \cdot h} \times A = \frac{100}{65 \times 18} \times 1,00 = 0,0854 \rightarrow \begin{cases} K = 86,5 \\ \bar{\epsilon} = 0,9507 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \bar{\epsilon} \cdot h} = \frac{39423}{1,0 \times 0,9507 \times 18} = 2303,7 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2303,7}{86,5} = 26,63 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Verification de la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta \cdot \tilde{\omega}_s}{\phi \cdot (1 + 10\tilde{\omega}_s)} \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \bar{\sigma}_b \text{ exprimé en bars}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$ aciers haute adhérence

$\phi = 8 \text{ mm}$

$$\tilde{\omega}_s = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{1,00}{2 \times 12 \times 2} = 0,0208$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times \frac{0,0208}{1 + 0,208} = 5165 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 5165 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times 5,8} = 3165 \text{ bars}$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right\} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2303,7 \text{ kgf/cm}^2 < \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right\} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

Condition de non-fragilité (Art 52 CCBA 68)

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

en travée : $A \geq 0,69 \times 65 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$

les 2T8 = $1,00 \text{ cm}^2$ ne conviennent donc pas ; on adoptera 2T10 = $1,57 \text{ cm}^2$.

en appui : $A \geq 0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$ les 2T10 = $1,57 \text{ cm}^2$ conviennent donc.

Vérification de la flèche : (Art 58.4 CCBA 68)

On peut se dispenser de donner une justification de calcul de flèches, lorsque les conditions ci-après sont vérifiées :

$$(1) \frac{f_{lt}}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

M_t : moment flechissant maximal en travée

$$(2) \bar{\omega} = \frac{A}{b \times h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}}$$

M_0 : moment flechissant isostatique

f_{lt} : hauteur totale

$$(3) \frac{f_{lt}}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

h : hauteur utile

l : portée de la poutrelle.

On vérifiera ces conditions pour la travée la plus défavorable :

$$A = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 394,23 \text{ kg.m}$$

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 401,7 \times \frac{3,60^2}{8} = 650,75 \text{ kg.m}$$

$$(1) \frac{20}{360} = 0,05 > \frac{394,23}{15 \times 650,75} = 0,04$$

$$(2) \frac{1,50}{12 \times 18} = 0,0069 < \frac{36}{4200} = 0,0086$$

$$(3) \frac{20}{360} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

la justification de calcul de flèche n'est pas nécessaire

Verification à l'adhérence (Art 29 CCBA 68)

la contrainte d'adhérence $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\tau_d = \frac{T}{\pi p \bar{x}} = \frac{883,59}{2,314 \times 1,0 \times 7/8 \times 18} = 9,93 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

vérifié

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ (barres H.A.)}$$

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

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Pour toutes les poutrelles, on adoptera les mêmes armatures transversales, qui seront calculées à partir de l'effort tranchant maximum $T_{\max} = 883,6 \text{ kgf}$

la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b_0 \bar{x}} = \frac{883,6}{12,7/8 \cdot 18} = 4,67 \text{ kgf/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_b = 91,49 \text{ kgf/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

on doit donc avoir $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$

$$4,67 \text{ kgf/cm}^2 < \left(4,5 - \frac{91,49}{68,5}\right) 5,9 = 18,67 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{\rho \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,67}{9 \cdot 5,9} = 0,91 > \frac{2}{3} \quad \text{on prend} \quad \rho_a = 0,91$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,91 \cdot 2400 = 2184 \text{ kgf/cm}^2$$

Espacement des armatures transversales

on adopte un cadre $\Phi 5$ ($0,39 \text{ cm}^2$)

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{x} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,39 \cdot 7/8 \cdot 18 \cdot 2184}{889,6} = 15,19 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{4,67}{5,9}\right) = 13,72 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on prend} \quad t = 12 \text{ cm}$$

le 1^{er} cours d'armatures sera à $t/2 = 6 \text{ cm}$, on adoptera ensuite un espacement constant de 12 cm

Ferraillage de la table de compression (Art 58 CCBA 68)

Le hourdis est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles n'excèdent pas:

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures

- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

Quand l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, ce qui est notre cas, la section des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à:

$$\frac{43 l_n}{6 c_n}$$

$$l_n = 65 \text{ cm}$$

$$c_n = 5300 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\phi \leq 6)$$

$$A_{\perp} \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui correspond à} \quad 5\phi 5 \text{ p.m}$$

Armatures parallèles aux nervures

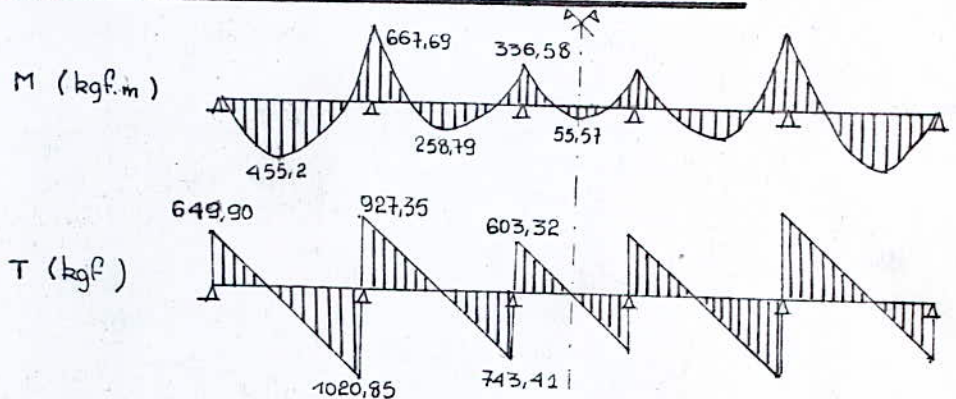
$$A_{\parallel} \geq \frac{1}{2} A_{\perp} = \frac{1}{2} \cdot 0,98 = 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{\parallel} = 0,59 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3\phi 5 \text{ p.m}$$

Poutrelle du niveau courant type N° 2
 $G + 1,2P = 714 \text{ kg/m}^2$

Charge revenant à la poutrelle

$$q = 0,65 \times (G + 1,2P) = 464,1 \text{ kg/m}$$

Diagrammes des moments flechissants et des efforts tranchants



Calcul des armatures

Les sections les plus defavorables sont celles dont les moments sont maximaux

Moment maximal en travée $M_t = 455,20 \text{ kgf.m}$ (1^{ère} travée)

Moment maximal sur appui $M_a = -667,69 \text{ kgf.m}$ (Appui 2)

La methode utilisee est celle de P.Charon

Section en travée

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 455,20}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0115 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1442 \\ \xi = 0,9519 \\ \eta = 89,0 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0,1442 \times 18 = 2,59 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

la section sera calculée comme une section rectangulaire $b \times h$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{15}{\eta} \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = \frac{15}{15} \times \frac{2800}{89,0} = 31,46 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{45520}{2800 \times 0,9519 \times 18} = 0,95 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2T10 (1,57 \text{ cm}^2)$$

Section en appui

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 66769}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0,0919 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8783 \\ \eta = 26,1 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{26,1} = 107,28 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{66769}{2800 \times 0,8783 \times 18} = 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Verification des contraintes

Section en travée : $A = 1,50 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b \cdot h} = 100 \frac{1,50}{65 \times 18} = 0,128 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} K = 69,5 \\ \epsilon = 0,9408 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{45520}{1,50 \times 0,9408 \times 18} = 1792 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1792}{69,5} = 25,78 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Section sur appui : $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b \cdot h} = 100 \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,726 \quad \begin{cases} K = 25,5 \\ \epsilon = 0,8765 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{66769}{1,57 \times 0,8765 \times 18} = 2695,60 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2695,60}{25,5} = 105,7 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Verification de la fissuration

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,9 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \bar{\sigma}_b \text{ exprimé en bars}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$\eta = 1,6$ aciers haute adhérence

$\phi = 8 \text{ mm}$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,50}{2 \times 12 \times 2} = 0,0312$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times \frac{0,0312}{1 + 0,312} = 7134 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{8} \times 5,8} = 3165 \text{ bars}$$

on doit vérifier $\bar{\sigma}_a = 1792 \text{ kgf/cm}^2 < \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ vérifié

Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

En travée $A \geq 0,69 \times 65 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$ les 3T8 = 1,50 cm² conviennent

Sur appui $A \geq 0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$ les 2T10 = 1,57 cm² conviennent

Vérification de la flèche (Art 58.4 CCBA 68)

Il ne sera pas nécessaire de donner une justification de calcul de la flèche, lorsque les conditions suivantes seront vérifiées

$$(1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

M_t : moment flechissant maximal en travée

M_0 : moment flechissant isostatique

$$(2) \bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}}$$

h_t : hauteur totale

h : hauteur utile

$$(3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

l : portée de la poutrelle

Ces conditions seront vérifiées pour la travée la plus défavorable

$$A = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 455,20 \text{ kgf.m}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 464,1 \times \frac{3,60^2}{8} = 751,84 \text{ kgf.m}$$

$$(1) \frac{20}{360} = 0,05 > \frac{45520}{15 \times 75184} = 0,040$$

$$(2) \frac{1,50}{12 \times 18} = 0,0069 < \frac{36}{4200} = 0,0086$$

$$(3) \frac{20}{360} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

La justification de calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Verification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence $\tau_d = \frac{T}{n p z} \leq \bar{\tau}_d$

$$\tau_d = \frac{1020,85}{2 \cdot 3,14 \cdot 7/8 \cdot 18} = 10,32 \text{ kgf/cm}^2 < 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 24d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

T: effort tranchant maximum

n: nombre de barres tendues (n=2)

p: périmètre d'une barre $\pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : (Art 25 CCBA 68)

la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1020,85}{12 \cdot 7/8 \cdot 18} = 5,40 \text{ kgf/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 105,7 \text{ kgf/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

on doit vérifier $\tau_b = 5,4 \text{ kgf/cm}^2 < \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{105,7}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 17,44 \text{ kgf/cm}^2$ vérifié

calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5,4}{9 \cdot 5,9} = 0,898 > \frac{2}{3} \quad \text{on prend} \quad \rho_a = 0,898$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,898 \cdot 2400 = 2155 \text{ kgf/cm}^2$$

Espacement des armatures transversales

on choisit un cadre $\phi 5$ $A_t = 0,39 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,39 \cdot 7/8 \cdot 18 \cdot 2155}{1020,85} = 12,96 \text{ cm}$$

$$E = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 18(1 - 0,3 \frac{5,4}{5,9}) = 13 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on adopte} \quad t = 12 \text{ cm}$$

Le 1^{er} cours d'armatures est à $\frac{t}{2} = 6 \text{ cm}$, tous les autres espacements seront de 12 cm.

Ferraillage de la table de compression (Art 58 CCBA 68)

Le hourdis est armé d'un quadrillage de barres, dont les dimensions de maille n'excedent pas:

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

Quand l'écartement l_n entre axes de nervures est compris entre 50 et 80 cm, ce qui est notre cas, la section des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à:

$$\frac{43 l_n}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$l_n = 65 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_{\perp} \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \quad \text{on prend} \quad A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5\phi 5 \text{ p.m}$$

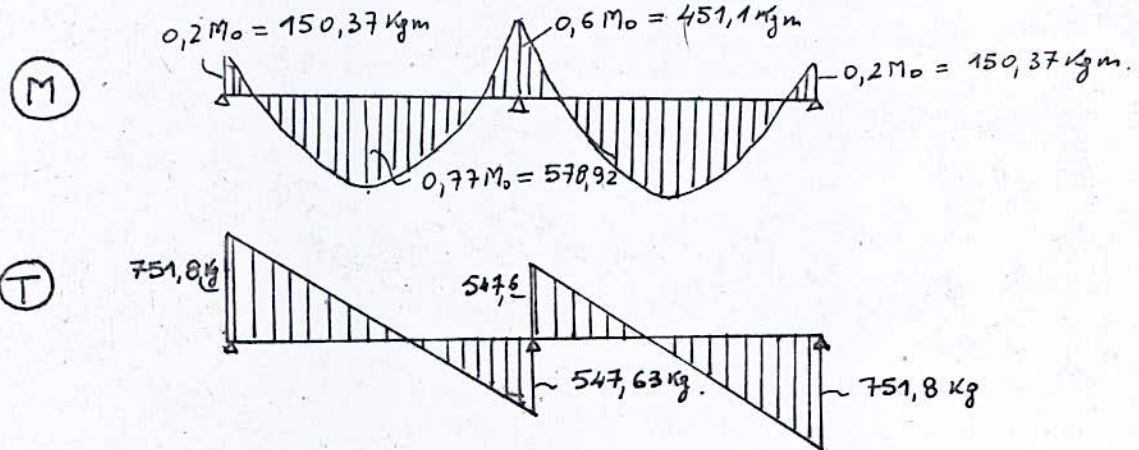
Armatures parallèles aux nervures

$$A_{\parallel} \geq \frac{1}{2} A_{\perp} = \frac{1}{2} \cdot 0,98 = 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{\parallel} = 0,59 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3\phi 5 \text{ p.m}$$

Poutrelle du niveau courant : type 3

charge revenant à la poutrelle : $q = 464,1 \text{ kg/m}$

Diagrammes des moments flechissants et des efforts tranchants:



Calcul des armatures:

moment maximal en travée : $M_t = 578,92 \text{ kgm}$

moment maximal en appui : $M_a = 451,10 \text{ kgm}$

Section en travée:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_2 b h^2} = \frac{15 \cdot 578,92}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0147 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1613 \\ K = 78 \\ \varepsilon = 0,9462 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0,1613 \cdot 18 = 2,9 \text{ cm} < h_0 \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de

compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_2}{K} = \frac{2800}{78} = 35,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{578,92}{2800 \cdot 0,9462 \cdot 18} = 1,21 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2T10 \text{ (1,57 cm}^2\text{)}$$

Section en appui:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_2 b h} = \frac{15 \cdot 451,10}{2800 \cdot 12 \cdot 18} = 0,0622 \rightarrow \begin{cases} K = 33,5 \\ \varepsilon = 0,8969 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{33,5} = 83,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A = \frac{45110}{2800 \cdot 0,896918} = 0,938 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adapte 2T8 (1,00 cm}^2)$$

Verification des contraintes:

Section en liavée: $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\tilde{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = 100 \frac{1,57}{65 \cdot 18} = 0,134 \rightarrow \begin{cases} K = 67,5 \\ \varepsilon = 0,9394 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{57892}{1,57 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 2180 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_2}{K} = \frac{2180}{67,5} = 32,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Section en appui: $A = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\tilde{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = 100 \frac{1,00}{12 \cdot 18} = 0,463 \rightarrow \begin{cases} K = 33,4 \\ \varepsilon = 0,8967 \end{cases}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{45110}{1,00 \cdot 0,8967 \cdot 18} = 2795 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_2 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2795}{33,4} = 83,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification à la fissuration:

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

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

$$\tilde{\omega}_f = \frac{1,57}{2 \cdot 12 \cdot 2} = 0,0327$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 5915 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1175 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_2 < \sigma_1$$

Il n'y a pas risque de fissuration.

— ESCALIERS —

L'escalier est à paillasses adjacentes portant de palier à palier. Au niveau de la jonction paillasse-palier, on disposera une poutre entièrement noyée dans l'épaisseur du palier. La cage d'escaliers sera constituée de murs en maçonnerie.

Les éléments résistants à calculer seront la paillasse, les paliers et la poutre noyée. Les marches au dessus de la paillasse n'interviennent pas dans la résistance; elles seront considérées comme surcharge uniforme sur la paillasse.

Dimensionnement de l'escalier

- h : hauteur d'une contre-marche
- g : largeur d'une marche
- H : hauteur à monter
- n : nombre de contre-marches
- L : longueur de la ligne de foulée.

$$g + 2h = 62 \quad \text{on a } g = 25 \text{ cm} \quad h = \frac{62 - 25}{2} = 19,5 \quad \text{on prend } h = 16 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{145}{16} = 9,0 \quad (n-1)g = L = (9-1)25 = 200 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse

La dalle constituant la paillasse porte sur 2 côtés ($l_x/l_y > 0,4$) on doit vérifier la condition

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad e : \text{épaisseur de la paillasse}$$

$$l = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{145^2 + 200^2} = 247 \text{ cm} \quad \text{on obtient } e = 12 \text{ cm.}$$

CALCUL DE LA PAILLASSE ET DU PALIER INTERMÉDIAIRE

Charges et surcharges

Palier intermédiaire	poids propre	0,12 . 2500 = 300 kgf/m ²
	enduit (2cm)	0,02 . 1900 = 38 kgf/m ²
	finition (5cm)	0,05 . 2200 = 110 kgf/m ²
		$g_1 = 448 \text{ kgf/m}^2$

$$q_1 = g_1 + 1,2p = 448 + 1,2 \cdot 250 = 748 \text{ kgf/m}^2$$

Paillasse

$\cos \alpha = 0,857$	dalle	$\frac{0,12 \cdot 2500}{\cos \alpha} = 350 \text{ kgf/m}^2$
	marches	$\frac{0,15 \cdot 2200}{2} = 165 \text{ kgf/m}^2$
	carrelage	$\frac{22 \cdot 2}{\cos \alpha} = 51,34 \text{ kgf/m}^2$
	mortier	$\frac{20 \cdot 2}{\cos \alpha} = 46,67 \text{ kgf/m}^2$
		$g_2 = 613 \text{ kgf/m}^2$

$$q_2 = g_2 + 1,2p = 613 + 1,2 \cdot 250 = 913 \text{ kgf/m}^2$$

Determination des efforts

Réactions en A et c

$$R_A = 1464,2 \text{ kgf}$$

$$R_c = 1334,2 \text{ kgf}$$

Moments flechissants

$$0 \leq x \leq 2 \text{ m} \quad M_x = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$2 \text{ m} \leq x \leq 3,30 \text{ m} \quad M_x = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} + q_1 \frac{(x-2,0)^2}{2} - q_2 \frac{(x-2,0)^2}{2}$$

Efforts tranchants

$$0 \text{ m} \leq x \leq 2,0 \text{ m} \quad T_x = \frac{dM_x}{dx} = R_A - q_1 x$$

$$2 \text{ m} \leq x \leq 3,3 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{dM_x}{dx} = R_A - q_1 x + q_1(x-2) - q_2(x-2)$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 = 913 \text{ kgf/ml} \\ q_2 = 748 \text{ kgf/ml} \\ R_A = 1464,2 \text{ kgf} \end{array} \right\} T_x = 0 \text{ si } x = 1,51 \text{ m d'ù } M_{tmax} = 1189,6 \text{ kgf.m}$$

en tenant compte du semi-encastrement on a :

$$M_{tr} = 0,85 M_{tmax} = 1011,5 \text{ kgf.m}$$

$$M_{ap} = 0,30 M_{tmax} = 357 \text{ kgf.m}$$

Determination des armatures

Armatures inferieures

$$M = 1011,5 \text{ kgf.m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 8 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 101150}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0846 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8824 \\ \kappa = 27,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{101150}{2800 \cdot 0,8824 \cdot 8} = 5,11 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 7T10 (6,16 cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{27,5} = 101 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{pas d'aciers comprimés.}$$

Armatures de chapeaux

$$M = 357 \text{ kgf.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 35700}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0298 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9254 \\ \kappa = 52,0 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{35700}{2800 \cdot 0,9254 \cdot 8} = 1,72 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 4T8 (2,01 cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{52} = 53,8 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{pas d'aciers comprimés.}$$

CALCUL DE LA POUTRE NOYÉE

$$b = 30 \text{ cm} \quad h_t = 20 \text{ cm.}$$

pois propre
1/2 palier
1/2 paillese

$$0,3 \cdot 0,2 \cdot 2500 = 150 \text{ kgf/ml}$$

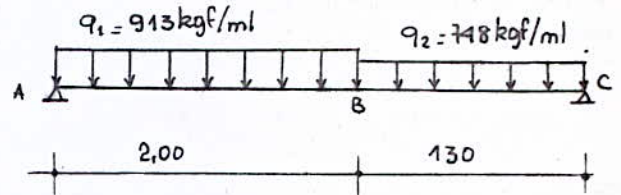
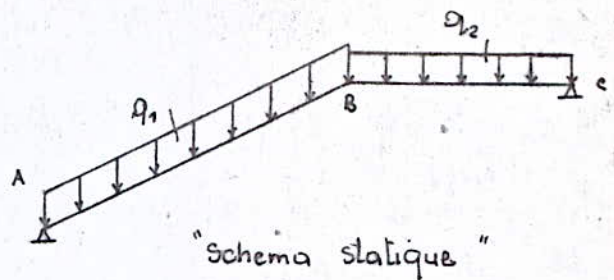
$$0,2 \cdot 0,8 \cdot 2500 = 400 \text{ kgf/ml}$$

$$1464,2 \text{ kgf/ml}$$

$$q = 2014,2 \text{ kgf/ml}$$

$$\text{surcharge } P = 250(0,8 + 1,65) = 612,5 \text{ kgf/ml.}$$

$$q = q + 1,2P = 2014,2 + 1,2 \cdot 612,5 = 2749,2 \text{ kgf/ml}$$



Moment isostatique $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2749,2 \cdot \frac{2,4^2}{8} = 1979,4 \text{ kgf.m}$

en tenant compte de l'encastrement partiel

$$M_t = 0,85 M_0 = 1682,5 \text{ kgf.m}$$

$$M_{ap} = 0,30 M_0 = 593,8 \text{ kgf.m}$$

effort tranchant

$$T = q \frac{l}{2} = 2749 \cdot \frac{2,4}{2} = 3298,8 \text{ kgf.}$$

ARMATURES LONGITUDINALES

Armatures inferieures $M = 1682,5 \text{ kgf.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1682,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 17^2} = 0,1039 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8721 \\ K = 24,1 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{168250}{2800 \cdot 0,8721 \cdot 17} = 4,05 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 3T14 (4,62 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{24,1} = 116 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2.$$

Armatures de chapeaux $M = 593,8 \text{ kgf.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 59380}{2800 \cdot 30 \cdot 17^2} = 0,0367 \quad \begin{cases} \varepsilon = 0,9180 \\ K = 46 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{59380}{2800 \cdot 0,918 \cdot 17} = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T10 (2,35 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{46} = 60,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2.$$

Condition de non-fragilité : la section d'armature doit être suffisante pour équilibrer les efforts qui entraînent la fissuration

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 17 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Condition aux appuis

$$C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 3298,8}{30 \cdot 68,5} = 3,2 \text{ cm.}$$

Adherence

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} = \frac{3298,8}{3 \cdot \pi \cdot 1,4 \cdot 7/8 \cdot 17} = 16,8 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2.$$

Vérification à la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{4,62}{2 \cdot 30 \cdot 3} = 0,0256$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$
 $\eta = 1,6$
 $\phi = 14 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,0256}{1 + 0,256} = 3494 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pas de risque de fissuration}$$

Vérification de l'effort tranchant aux appuis

la section d'armatures inferieures aux appuis doit être telle que

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 3298,8 - \frac{59382}{7/8 \cdot 17} < 0 \text{ les armatures inferieures aux appuis ne sont pas necessaires.}$$

ARMATURES TRANSVERSALES.

La contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3298,8}{30 \cdot 7/8 \cdot 17} = 7,39 \text{ kgf/cm}^2$

au niveau de l'appui $\sigma_b' = 60,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$
 pour ne pas avoir recours à des armatures transversales inclinées, on vérifie :

$$\tau_b = 7,39 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Espacement admissible

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 17 = 3,4 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 17(1 - 0,3 \frac{7,39}{5,9}) = 10,61 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prend 1 cad + 1 étr. $\phi 6$ $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

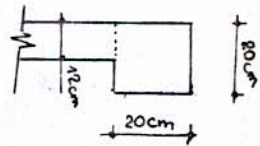
$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = (1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_{en} = (1 - \frac{7,39}{9 \cdot 5,9}) \cdot 2400 = 0,87 \cdot 2400 = 2066 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 17 \cdot 2066}{3299} = 10,52 \text{ cm}$$

on prendra un espacement constant $t = 10 \text{ cm}$; le premier cours sera à $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$ du nu.

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE DU PALIER INTERMEDIAIRE

Poids propre	$0,2 \cdot 0,2 \cdot 2500 = 100 \text{ kgf/ml}$
paillasse	$= 1334 \text{ kgf/ml}$
poids du mur	$270 \cdot 1,45 \cdot 1 = 391,5 \text{ kgf/ml}$
	$q = 1825,5 \text{ kgf/ml}$



surcharges $P = 250(1 + 0,65) \cdot 1 = 412,5 \text{ kgf/ml}$

$$q = q + 1,2p = 1825,5 + 1,2 \cdot 412,5 = 2238 \text{ kgf/ml}$$

Moment isostatique $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2238$

$$M_t = 0,85 M_0 = 1369,6 \text{ kgf.m}$$

$$M_{ap} = 0,30 M_0 = 483,4 \text{ kgf.m}$$

Effort tranchant

$$T = q \frac{l}{2} = 2238 \cdot \frac{2,4}{2} = 2686 \text{ kgf.}$$

Armatures longitudinales

Armatures inférieures

$$M = 1369,6 \text{ kgf.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 136960}{2800 \cdot 20 \cdot 17^2} = 0,1269$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \kappa = 21,1 \\ \varepsilon = 0,8615 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{136960}{2800 \cdot 0,8615 \cdot 17} = 3,34 \text{ cm}^2$$

soit 3T12 (3,39 cm²)

$$\sigma_b' = \frac{2800}{21,1} = 132,7 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Armatures de chapeaux

$$M = 483,4 \text{ kgf.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 48340}{2800 \cdot 20 \cdot 17^2} = 0,0448$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \kappa = 40,8 \\ \varepsilon = 0,9104 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{48340}{2800 \cdot 0,9104 \cdot 17} = 1,1 \text{ cm}^2$$

soit 3T12 (3,39 cm²)

$$\sigma_b' = \frac{2800}{40,8} = 68,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

Condition aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \cdot 2686}{20 \cdot 68,5} = 3,9 \text{ cm.}$$

Verification à l'adhérence

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} = \frac{2686}{3 \pi 1,2 \cdot 7/8 \cdot 17} = 15,97 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Verification de l'effort tranchant aux appuis

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 2686 - \frac{48340}{7/8 \cdot 17} = -564 \text{ kgf}$$
 les armatures inférieures aux appuis non nécessaires

Verification à la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,62}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0385$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 14$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{14} \cdot \frac{0,0385}{1 + 0,385} = 4765 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_1 = 4765 \text{ bars pas de risque de fissuration}$$

ARMATURES TRANSVERSALES

contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2686}{20 \cdot 7/8 \cdot 17} = 9,02 \text{ kgf/cm}^2$

au niveau de l'appui $\bar{\sigma}_b = 68,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$

Pour ne pas avoir recours à des armatures transversales inclinées on doit vérifier :

$$\tau_b = 9,02 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Espacement admissible

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 17 = 3,4 \text{ cm} \\ 17 \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 17 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{9,02}{5,9}\right) = 9,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prend 1elr + 1cad $\phi 6$ $A_t = 4,13 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \lambda_a \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{9,02}{3 \cdot 5,9}\right) 2400 = 0,87 \cdot 2400 = 1992 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,13 \cdot 7/8 \cdot 17 \cdot 1992}{2686} = 12,46 \text{ cm}$$

$\bar{t} = 9,2 \text{ cm}$ on prend 1 espacement constant de 9 cm ; le 1^{er} cours sera placé à $t/2 = 4,5 \text{ cm}$ du nu de la poutre.

CALCUL DU PALIER COURANT

Charges et surcharges

Roids propre	$0,2 \cdot 2500 = 500 \text{ kgf/cm}^2$
enduit (2cm)	$0,02 \cdot 1900 = 38 \text{ kg/cm}^2$
finition (5cm)	$0,05 \cdot 2200 = 110 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 648 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q_v = q + 1,2P = 648 + 1,2 \cdot 250 = 948 \text{ kgf/m}^2$$

Le Palier courant sera calculé comme une dalle semi-encastree sur son pourtour de dimensions $l_x = 1,60 \text{ m}$ $l_y = 2,60 \text{ m}$

la méthode utilisée est celle des abaques de Pigeaud :

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,60} = 0,615 > 0,4 \quad \text{la dalle porte dans les 2 sens}$$

la dalle est supposée uniformément chargée sur toute sa surface Ω

$$P = q \cdot \Omega = 948 \cdot 1,60 \cdot 2,60 = 3944 \text{ kgf}$$

$$\beta_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,60} = 0,615 \xrightarrow{\text{abaque}} M_1 = 0,0475$$

$$\beta_y = \frac{l_y}{l_x} = \frac{2,60}{1,60} = 1,625 \xrightarrow{\text{abaque}} M_2 = 0,016$$

Dans le sens l_x

en travée $M_{tx} = 0,85 (M_1 + 0,15 M_2) P = 0,85 (0,0475 + 0,15 \cdot 0,016) \cdot 3944 = 167,3 \text{ kgf.m}$

à l'appui $M_{ax} = 0,30 (M_1 + 0,15 M_2) P = 0,30 (0,0475 + 0,15 \cdot 0,016) \cdot 3944 = 59,0 \text{ kgf.m}$

Dans le sens l_y

en travée $M_{ty} = 0,85 (M_2 + 0,15 M_1) P = 0,85 (0,016 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 3944 = 77,5 \text{ kgf.m}$

à l'appui $M_{ay} = 0,30 (M_2 + 0,15 M_1) P = 0,30 (0,016 + 0,15 \cdot 0,0475) \cdot 3944 = 27,4 \text{ kgf.m}$

Efforts tranchants

$$T = q \frac{l_x l_y}{2l_x + l_y} = 948 \cdot \frac{1,60 \cdot 2,60}{2 \cdot 2,60 + 1,60} = 580 \text{ kgf}$$

Détermination des armatures

en prenant le moment maximum $M = 167,3 \text{ kgf.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 16730}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0013 \rightarrow \begin{cases} K=180 \\ \alpha=0,9744 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \alpha h} = \frac{16730}{2800 \cdot 0,9744 \cdot 17} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité

$$- A_x \geq b h_v \frac{\nu_d}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_r} \right)^2 \quad - A_y \geq b h_v \frac{\nu_d}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h_r} \right)^2$$

$\nu_d = 0,54$ pour aciers ecrouis

$$A_x \geq 100 \cdot 17 \cdot \frac{0,54}{2} (2 - 0,615) \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{20}{17} \right)^2 = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 100 \cdot 16 \cdot \frac{0,54}{4} (1 + 0,615) \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{20}{16} \right)^2 = 1,22 \text{ cm}^2$$

sections adoptées $\begin{cases} \text{selon } l_x & 6T8 \text{ p.m.l} \\ \text{selon } l_y & 4T8 \text{ p.m.l} \end{cases}$

Vérification à l'effort tranchant

$$T + \frac{M}{z} = 580 - \frac{2740}{7/8 \cdot 17} = 396 \text{ kgf}$$

$$A \geq \frac{396}{2800} = 0,14 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

- ETUDE AU SEISME -

Le lieu d'implantation du bâtiment, Alger, est une région sujette aux séismes, donc notre construction sera conçue de manière à résister aux éventuelles secousses sismiques.

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique ou verticale.

On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale, qu'on caractérise par la valeur des accélérations verticale et horizontales du mouvement sismique et d'admettre qu'elles s'adressent aux masses mêmes de la construction.

Dans le cas de constructions comportant des planchers rigides, on applique les forces horizontales au niveau de chaque plancher et dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique, on mettra en compte les charges permanentes et la fraction de surcharges revenant au plancher considéré.

Recommandations de conception générale des bâtiments

Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment et en particulier le rapport de cette hauteur à sa largeur, si ce rapport excède les valeurs suivantes, des justifications spéciales devront être fournies :

2,5 pour une zone de faible sismicité

2,0 pour une zone de forte sismicité

1,5 pour une zone de très forte sismicité

Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie

Éviter les grandes ouvertures

Prevoir, si possible, un sous-sol général ou des fondations profondes, massives, qui ancrent la construction dans le sol

Éviter les encorbellements de tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.

Choisir de préférence un terrain compact et établir des fondations profondes soigneusement chaînées et ancrées dans le sol résistant pour s'opposer aux soulèvements dus au séisme

Pour la superstructure :

Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction

Réaliser des nœuds rigides

Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres

Prevoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou aux chaînages.

La vérification de la stabilité d'ensemble du bâtiment vis à vis de l'action des séismes s'effectue en le supposant soumis à des systèmes de forces fictifs, ou systèmes équivalents, dont les effets sont quasi-équivalents à ceux de l'action sismique.

Un système de forces horizontales : les sollicitations sismiques horizontales sont de directions quelconques, cependant les règlements permettent la vérification dans deux directions perpendiculaires successivement envisagées (direction longitudinale et direction transversale)

Un système de forces verticales (ascendants et descendants)

Un système de couples de torsion d'axe vertical

Les forces sismiques horizontales et verticales s'exerçant sur un élément sont appliquées au centre de gravité de cet élément et sont proportionnelles au poids des charges agissant sur cet élément. Les coefficients de proportionnalité seront déterminés dans ce chapitre.

On admet aussi que les charges et les fractions des surcharges sont ramenés au niveau des planchers

On ne tiendra pas compte de la sollicitation de torsion si le rapport $\eta = \frac{L_u}{L_v}$ est inférieur à 2,5

L_u : longueur du bâtiment

L_v : largeur du bâtiment

Calcul des coefficients sismiques horizontaux

les coefficients sismiques horizontaux s'expriment par :

le coefficient longitudinal $G_u = \alpha \beta_u \gamma \delta$

le coefficient transversal $G_v = \alpha \beta_v \gamma \delta$

Le coefficient d'intensité α

pour la région d'Alger, l'intensité nominale $I_N = 8$
d'où le coefficient d'intensité $\alpha = 1$

Le coefficient de réponse β

c'est un coefficient qui dépend de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure

hauteur du bâtiment $H = 15,90 \text{ m}$

Longueur du bâtiment $L_u = 17,00 \text{ m}$

Largeur du bâtiment $L_v = 9,60 \text{ m}$

Sens Longitudinal : β_u est donné par

$$\beta_u = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T_u}} \quad \text{avec} \quad T_u = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_u}} = 0,09 \cdot \frac{15,9}{\sqrt{17}} = 0,347 \text{ s}$$

le calcul donne $\beta_u = 0,0927$

sens transversal.

$$\beta_v = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T_v}} \quad \text{avec} \quad T_v = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_v}} = 0,09 \frac{15,90}{\sqrt{9,6}} = 0,462 \Delta$$

on aura $\beta_v = 0,0843$

Le coefficient de distribution γ

Le coefficient applicable au plancher de rang r à partir de la base s'écrit

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

n : nombre de planchers

$n = 6$	
r	γ_r
6	1,385
5	1,154
4	0,923
3	0,692
2	0,462
1	0,231

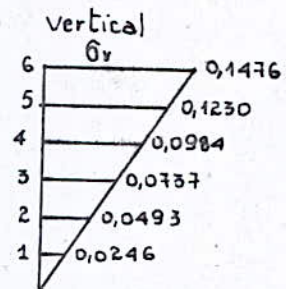
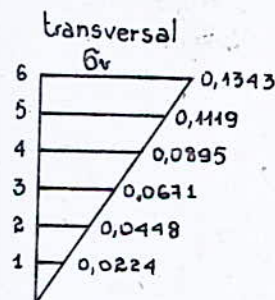
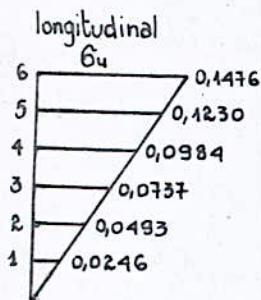
Le coefficient de fondations δ

Semelles superficielles sur terrain de consistance moyenne $\delta = 1,15$

Calcul du coefficient sismique vertical

Le coefficient sismique vertical est exprimé par $\sigma_v = \max(\sigma_u, \sigma_v)$.

Valeurs des coefficients sismiques pour les différents niveaux



Sollicitation de torsion

Il n'y aura pas lieu de considérer la sollicitation de torsion vu que le rapport

$$\eta = \frac{L_u}{L_v} = \frac{17}{9,60} = 1,77 \quad \text{est inférieur à } 2,5$$

Joint de dilatation

: Les abaques des annexes B1 des PS69 donnent en fonction de L et H et au facteur $\alpha \delta \gamma$ près, la largeur du joint à ménager entre 2 blocs identiques

$$e = (\alpha \cdot \delta \cdot \gamma) \cdot b$$

$$L = 17m \quad b = 0,8 \quad \gamma_r (\text{niv } 6) = 1,385 \quad \delta = 1,15 \quad \alpha = 1$$

$$e = 1,1385 \cdot 1,15 \cdot 0,8 = 1,27 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 2 \text{ cm.}$$

Determination des forces sismiques

Etude du portique longitudinal I-I

surface revenant au portique I-I : $S = 4,80 \times 17 = 81,6 \text{ m}^2$

Niveau 6 : Terrasse

$$G = 498 \text{ kg/m}^2 \quad P = 100 \text{ kg/m}^2$$

Charges permanentes

plancher	$498 \times 81,6 = 40,64 \text{ t}$
acrotère	$2 \times 4,80 \times 0,12 \times 0,40 \times 2500 = 1,15 \text{ t}$
poutres transversales	$6 \times 4,80 \times 0,20 \times 0,50 \times 2500 = 7,56 \text{ t}$
poutres longitudinales	$(2 \times 3,40 + 2,40 + 2 \times 3,40) \times 0,20 \times 0,50 \times 2500 = 4,00 \text{ t}$
1/2 poteau	$1/2 \times 6 \times 2,70 \times 0,2 \times 0,60 \times 2500 = 2,43 \text{ t}$

$$G = 40,64 + 1,15 + 7,56 + 4,00 + 2,43 = 55,78 \text{ t}$$

$$P = 100 \times 81,6 = 8,16 \text{ t}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 55,78 + \frac{8,16}{5} = 57,41 \text{ t}$$

Niveau courant

$$G = 504 \text{ kg/m}^2 \quad P = 175 \text{ kg/m}^2$$

Charges permanentes

plancher	$504 \times 81,6 = 41,12 \text{ t}$
poutres transversales	$= 7,56 \text{ t}$
poutres longitudinales	$= 4,00 \text{ t}$
poteaux	$2,43 \times 2 = 4,86 \text{ t}$
murs	$0,70 \times 2,70 \times 4,30 \times 270 = 2,45 \text{ t}$

$$G = 41,12 + 7,56 + 4,00 + 4,86 + 2,45 = 60 \text{ t}$$

Surcharges d'exploitation

$$P = 175 \times 81,6 = 14,28 \text{ t}$$

Charges et surcharges soumises à l'action sismique :

$$W = G + \frac{P}{5} = 60 + \frac{14,28}{5} = 62,85 \text{ t}$$

Etude du portique transversal II-II a/

Surface revenant au portique II-II a/ $S = 9,60 \times 3,60 = 34,56 \text{ m}^2$

Niveau 6 : Terrasse

$$G = 498 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$

Charges permanentes

plancher	$498 \times 34,6 = 17,21 \text{ t}$
acrotère	$2 \times 3,60 \times 0,40 \times 0,12 \times 2500 = 0,86 \text{ t}$
poutres transversales	$2 \times (4,80 - 0,1 - 0,3) \times 0,2 \times 0,5 \times 2500 = 2,20 \text{ t}$
poutres longitudinales	$2 \times (3,6 - 0,5) \times 0,2 \times 0,50 \times 2500 + (3,6 - 0,2) \times 0,2 \times 0,5 \times 2500 = 2,40 \text{ t}$
1/2 poteau	$1/2 \times 2 \times 0,2 \times 0,5 \times 2,70 \times 2500 + 1/2 \times 0,2 \times 0,60 \times 2,70 \times 2500 = 1,08 \text{ t}$

$$G = 17,21 + 0,86 + 2,20 + 2,40 + 1,08 = 23,75 \text{ t}$$

surcharges d'exploitation

$$P = 100 \times 34,56 = 3,46 \text{ t}$$

Charges et surcharges soumises à l'action sismique

$$W = G + \frac{P}{5} = 23,75 + \frac{3,46}{5} = 24,45 \text{ t}$$

Niveau courant

$$G = 504 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 175 \text{ kg/m}^2$$

Charges permanentes

plancher	$504 \times 34,56 = 18,42 \text{ t}$
poutres transversales	$= 2,20 \text{ t}$
poutres longitudinales	$= 2,40 \text{ t}$
poteaux	$1,08 \times 2 = 2,16 \text{ t}$
murs	$0,7 \times 2,70 \times 3,60 \times 270 = 1,83 \text{ t}$

$$G = 18,42 + 2,20 + 2,40 + 2,16 + 1,83 = 26,01 \text{ t}$$

Surcharges d'exploitation

$$P = 175 \times 34,56 = 6,05 \text{ t}$$

Charges et surcharges soumises à l'action sismique

$$W = G + \frac{P}{5} = 26,01 + \frac{6,05}{5} = 27,22 \text{ t}$$

EVALUATION DES FORCES SISMQUES HORIZONTALES

$$F_r = W G_r$$

F_r : force sismique au niveau de l'étage r

Portique	Niveau	G (t)	P (t)	P/5 (t)	$W = G + \frac{P}{5}$ (t)	G_u	$F = G_u \cdot W$
I-I (longit)	6	55,78	8,16	1,63	57,41	0,1476	8,47
	5	60,0	14,28	2,85	62,85	0,1230	7,73
	4	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0984	6,18
	3	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0737	4,63
	2	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0493	3,09
	1	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0246	1,55

Portique	Niveau	G (t)	P (t)	P/5 (t)	$W = G + \frac{P}{5}$ (t)	G_v	$F = G_v \cdot W$
II-II a/ (trans)	6	23,75	3,45	0,69	24,45	0,1343	3,61
	5	26,01	6,05	1,21	27,22	0,1119	3,35
	4	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0895	2,68
	3	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0671	2,00
	2	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0448	1,34
	1	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0224	0,70

EVALUATION DES FORCES SISMQUES VERTICALES

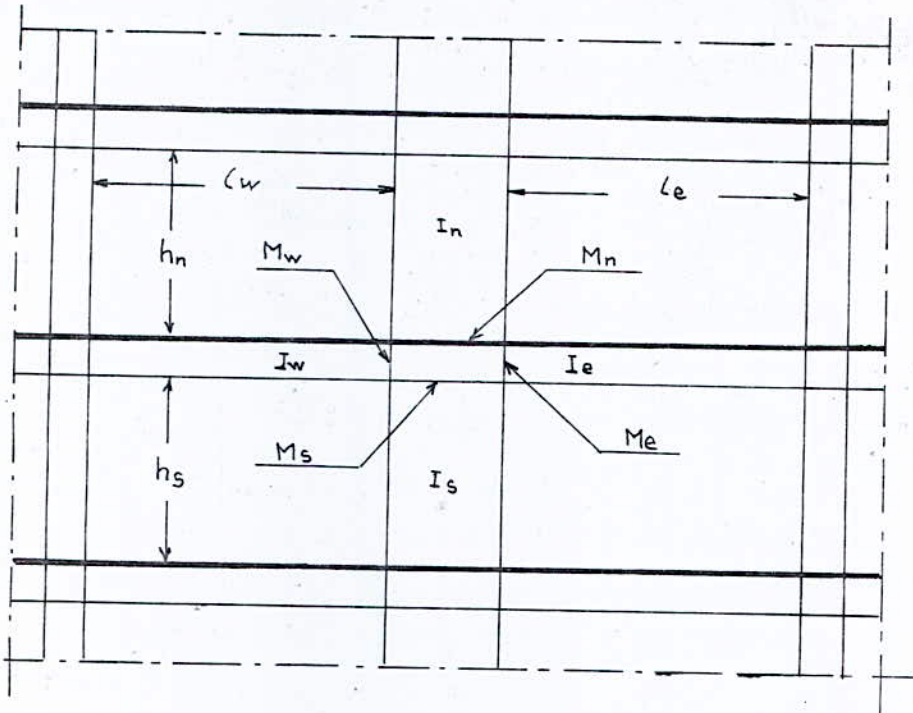
Portique	Niveau	G(t)	P(t)	P/5 (t)	$W = G + \frac{P}{5}$ (t)	G_v	$F_v = G_v \cdot W$
I-I (long)	6	55,78	8,16	1,63	57,41	0,1476	8,47
	5	60,0	14,28	2,85	62,85	0,1230	7,73
	4	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0984	6,18
	3	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0737	4,63
	2	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0493	3,09
	1	60,0	14,28	2,85	62,85	0,0246	1,55
II-II a/ (trans)	6	23,75	3,45	0,69	24,45	0,1476	3,61
	5	26,01	6,05	1,21	27,22	0,1230	3,35
	4	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0984	2,68
	3	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0737	2,00
	2	26,01	6,05	1,21	27,22	0,0493	1,34
	1	26,01	6,06	1,21	27,22	0,0246	0,67

CHARGES VERTICALES

Portiques Transversaux

Le calcul sous les charges verticales sera fait avec la méthode de Caquot exposée en annexe A des C.C.B.A 68

Exposé de la méthode de Caquot



On considère des longueurs fictives de poteaux et des longueurs fictives de travées.

$h'_n = 0,9h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher
avec h_n : hauteur libre

$h'_n = 0,8h_n$ pour les autres cas

$h'_s = 0,8h_s$

Travées intermédiaires :

nous prenons

$l'_w = 0,8l_w$

$l'_e = 0,8l_e$

avec l'_w : longueur fictive de la travée à gauche de l'appui

l'_e : longueur fictive de la travée à droite de l'appui

l_w : longueur de la travée de gauche (entre nus)

l_e : longueur de la travée de droite (entre nus)

Soit q_w la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche.
 q_e sera la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite.
Soit Q_w une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui ; (Q_e, a_e pour la travée de droite)

$$\text{On pose } M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l'_w \sum K_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} + l'_e \sum K_e Q_e$$

Les valeurs de K (soient K_w, K_e) sont données, pour les poutres à section constante, par l'échelle fonctionnelle en fonction du rapport $\frac{a}{l}$ ($\frac{a_w}{l_w}$ ou $\frac{a_e}{l_e}$)

I_w, I_e, I_s et I_n designent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau supérieur et du poteau inférieur

On pose

$$K_w = \frac{I_w}{l_w} ; K_e = \frac{I_e}{l_e} ; K_s = \frac{I_s}{h_s} \quad \text{et} \quad K_n = \frac{I_n}{h_n}$$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Les moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont en valeur absolue

- au nu de l'appui, dans la travée de gauche

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

- au nu de l'appui dans la travée de droite

$$M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

- au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

- au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs ; Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande valeur de M_e et M_w la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé

travée de rive sans console :

on reprend les formules précédentes avec $K_w = 0 \Rightarrow M_w = 0$

- Nœud de rive $M_{e1} = M'_e (1 - \frac{K_{e1}}{D_1})$; $M_{s1} = M'_e \frac{K_{s1}}{D_1}$

$$M_{n1} = M'_e \frac{K_{n1}}{D_1} \quad \text{avec} \quad M'_e = q_{e1} \frac{l_{e1}^2}{8,5} \quad (\text{pas de charge concentrée } Q_2=0)$$

- Noeud voisin du noeud de rive

la longueur l_{w2} de la travée fictive de rive est prise égale à $\chi_1 l_{w2}$ (χ_1 coefficient compris entre 0,8 et 1,0)

avec $\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}}$ pour $K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$

$\chi_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$

Moments en travée

les moments aux appuis étant connus, on détermine les moments en travées à partir de la formule

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

M_0 : moment isostatique de la travée indépendante suivant le cas de charge considéré

Efforts tranchants dans les poutres

Les efforts tranchants d'appuis sont calculés en faisant état des moments de continuité pour une travée donnée, les efforts tranchants seront donnés en valeurs algébriques comme suit :

$$T_e = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_w = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

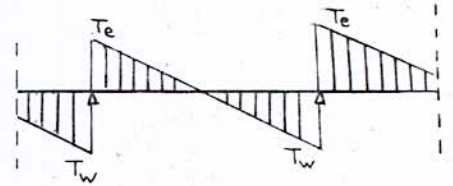
M_e et M_w sont pris en valeurs absolues.

Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux

Les charges verticales donnent dans les poutres, des diagrammes d'efforts tranchants comme ci-dessous. Les efforts normaux dans les poteaux sont déterminés à partir de ces efforts tranchants.

$$N = T_e - T_w$$

T_e et T_w sont pris en valeurs algébriques



Moments dans les poteaux

On admet que les points de moments nuls dans les poteaux se trouvent à h'_n au dessus du plancher et à h'_s au dessous du nu inférieur des poutres.

Portique transversal intermédiaire (II-II₀)

4,40 m longueur entre nus
4,80 m longueur entre axes
2,90 m hauteur de plancher en plancher
2,40 m hauteur sous plafond

$$l_w = l_e = 4,40 \text{ m}$$

$$l'_w = l'_e = 0,8 l_w = 0,8 l_e = 4,23 \text{ m}$$

$$h_n = h_s = 2,40 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,8 h_n = 1,92 \text{ m}$$

$$h'_s = 0,8 h_s = 1,92 \text{ m}$$

$$h'_n = 0,9 h_n = 2,16 \text{ m} \quad \text{pour l'avant dernier plancher.}$$

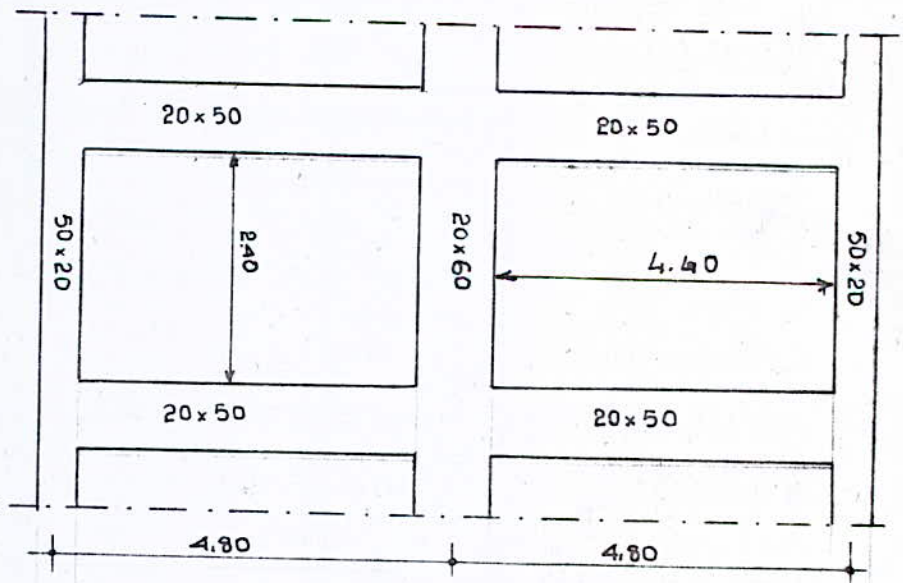
$$h'_s = 0,8 h_s = 0,8 \times 0,4 = 0,32 \text{ m} \quad \text{pour le plancher RDC}$$

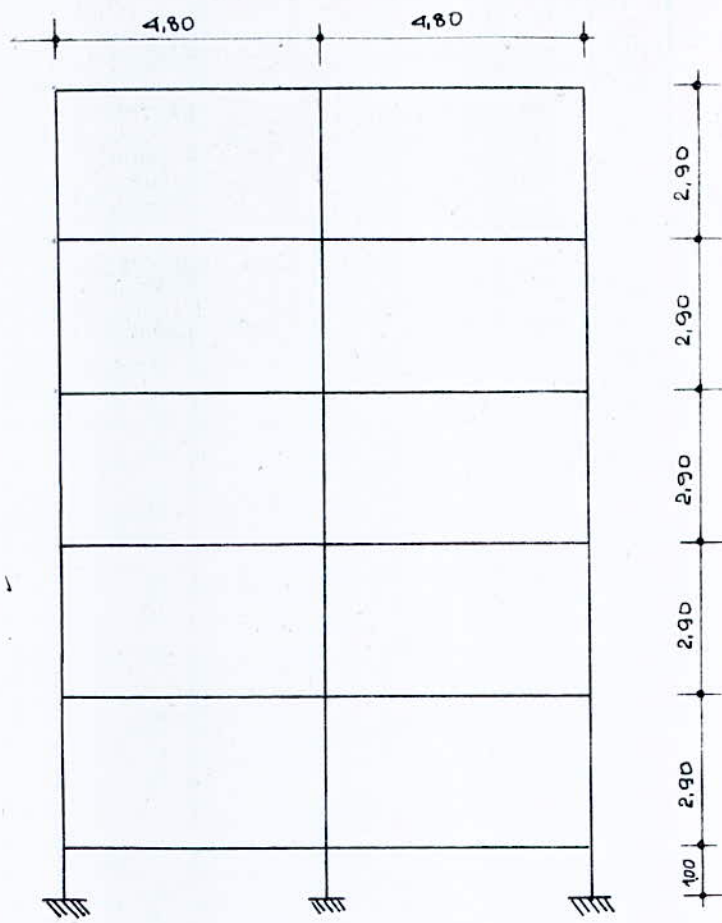
Inerties

$$I_e = I_w = \frac{20 \cdot 50^3}{12} = 20,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad (\text{toutes les poutres ont même section})$$

$$I_s = I_n = \frac{50 \cdot 20^3}{12} = 3,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad (\text{poteau de rive})$$

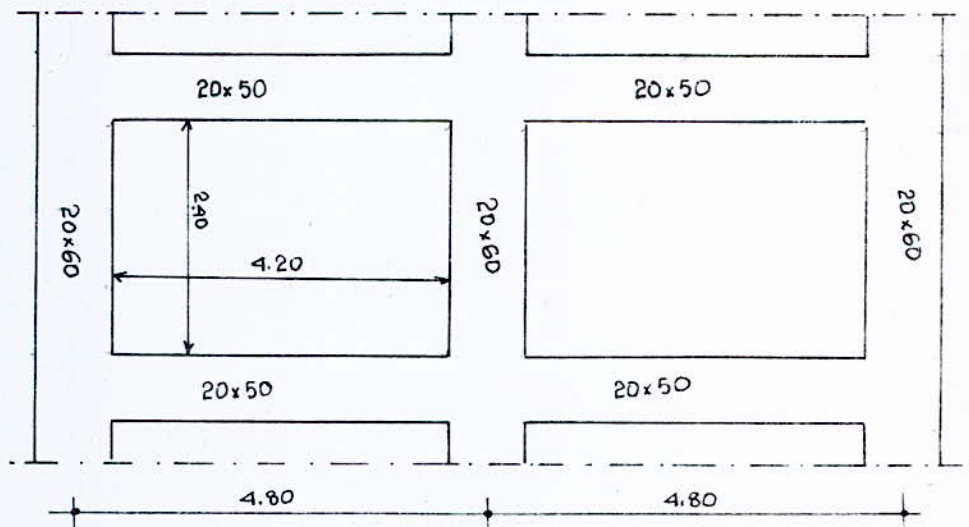
$$I_s = I_w = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad (\text{poteau centrale})$$





Portique transversal de rive II-II_b

$l_w = l_e = 4,20\text{ m}$
 $l'_w = l'_e = 0,8l_w = 0,8l_e = 3,36\text{ m}$
 $h_n = h_s = 2,40\text{ m}$
 $h'_n = 0,8h_n = 1,92\text{ m}$
 $h'_s = 0,8h_s = 1,92\text{ m}$
 $h''_n = 0,9h_n = 2,16\text{ m}$ pour l'avant dernier plancher
 $h'_s = 0,8h_s = 0,8 \cdot 0,4 = 0,32\text{ m}$ pour plancher RDC



Inerties

$I_e = I_w = \frac{20 \cdot 50^3}{12} = 20,8 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ (toutes les poutres ont même inertie)

$I_s = I_N = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ (tous les poteaux ont même inertie)

Ces valeurs restent constantes pour tous les cas de charge envisagés.

Tous les résultats de calculs sont portés dans des tableaux pour les différents cas de charge.

Caracteristiques geometriques du portique transversal II-II₀
(intermediaire)

N°	N° de poutre	L _W (cm)		L _E (cm)		R _n (cm)		R _D (cm)		I _W =I _C (10 ⁻⁴ m ⁴)	I _H =I _S (10 ⁻⁴ m ⁴)	L _W ' (cm)	L _E ' (cm)	R _n ' (cm)	R _D ' (cm)	K _W (10 ⁴ m ³)	K _E (10 ⁴ m ³)	K _H (10 ⁴ m ³)	K _D (10 ⁴ m ³)	D (10 ⁴ m ³)	X		
		1	2	1	2	1	2	1	2													1	2
VI	1	—	4,40	—	4,40	—	2,40	—	2,40	21	3,33	—	3,52	—	1,92	—	5,97	—	—	1,734	18,750	7,704	0,961
	2	4,40	4,40	—	4,40	—	2,40	—	2,40	21	36	4,23	4,23	—	1,92	4,96	4,96	—	—	18,750	28,670	—	
	3	4,40	—	—	—	—	2,40	—	2,40	21	3,33	3,52	—	—	1,92	5,97	—	—	—	1,734	7,704	0,961	
	4	—	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	21	3,33	—	3,52	2,16	1,92	—	5,97	5,97	1,542	1,734	9,246	0,927	
	5	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	—	21	36	4,08	4,08	2,16	1,92	5,147	5,147	16,667	18,750	18,750	45,711	—	
	6	4,40	—	—	—	—	2,40	2,40	—	21	3,33	3,52	—	2,16	1,92	5,97	—	—	1,542	1,734	9,246	0,927	
V	7	—	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	21	3,33	—	3,52	1,92	1,92	—	5,97	5,97	1,734	1,734	9,438	0,923		
	8	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	21	36	4,06	4,06	1,92	1,92	5,172	5,172	18,750	18,750	18,750	47,844	—		
	9	4,40	—	—	—	—	2,40	2,40	—	21	3,33	3,52	—	1,92	1,92	5,97	—	—	1,734	1,734	9,438	0,923	
IV	10	—	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	21	3,33	—	3,52	1,92	1,92	—	5,97	5,97	1,734	1,734	9,438	0,923		
	11	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	21	36	4,06	4,06	1,92	1,92	5,172	5,172	18,750	18,750	18,750	47,844	—		
	12	4,40	—	—	—	—	2,40	2,40	—	21	3,33	3,52	—	1,92	1,92	5,97	—	—	1,734	1,734	9,438	0,923	
III	13	—	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	21	3,33	—	3,52	1,92	1,92	—	5,97	5,97	1,734	1,734	9,438	0,923		
	14	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	21	36	4,06	4,06	1,92	1,92	5,172	5,172	18,750	18,750	18,750	47,844	—		
	15	4,40	—	—	—	—	2,40	2,40	—	21	3,33	3,52	—	1,92	1,92	5,97	—	—	1,734	1,734	9,438	0,923	
II	16	—	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	21	3,33	—	3,52	1,92	1,92	—	5,97	5,97	1,734	1,734	9,438	0,923		
	17	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	21	36	4,06	4,06	1,92	1,92	5,172	5,172	18,750	18,750	18,750	47,844	—		
	18	4,40	—	—	—	—	2,40	2,40	—	21	3,33	3,52	—	1,92	1,92	5,97	—	—	1,734	1,734	9,438	0,923	
I	17	4,40	4,40	2,40	2,40	—	—	—	21	36	3,52	3,52	1,92	1,92	5,97	5,97	18,750	18,750	18,750	44,390	—		
	18	4,40	—	—	—	—	2,40	2,40	—	21	3,33	3,52	—	1,92	1,92	5,97	—	—	1,734	1,734	9,438	0,800	

Moments en appuis sous G (Portique transversal II-II a)
(intermediaire)

Niveau	Nocud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M'_w (tm)	M'_e (tm)	M_w (tm)	M_e (tm)	M_n (tm)	M_s (tm)
VI	1	—	1,793	—	2,61	—	0,587	—	0,587
	2	1,793	1,793	3,77	3,77	3,77	3,77	—	—
	3	1,793	—	2,61	—	0,587	—	—	0,587
V	4	—	1,814	—	2,64	—	0,935	0,440	0,435
	5	1,814	1,814	3,55	3,55	3,55	3,55	—	—
	6	1,814	—	2,64	—	0,935	—	0,440	0,435
IV	7	—	1,814	—	2,64	—	0,974	0,485	0,485
	8	1,814	1,814	3,52	3,52	3,52	3,52	—	—
	9	1,814	—	2,64	—	0,974	—	0,485	0,485
III	10	—	1,814	—	2,64	—	0,974	0,485	0,485
	11	1,814	1,814	3,52	3,52	3,52	3,52	—	—
	12	1,814	—	2,64	—	0,974	—	0,485	0,485
II	13	—	1,814	—	2,64	—	0,974	0,485	0,485
	14	1,814	1,814	3,52	3,52	3,52	3,52	—	—
	15	1,814	—	2,64	—	0,974	—	0,485	0,485
I	16	—	1,814	—	2,64	—	1,769	0,253	1,52
	17	1,814	1,814	2,64	2,64	2,64	2,64	—	—
	18	1,814	—	2,64	—	1,769	—	0,253	1,52

Moments en travée et efforts tranchants sous G

(Portique transversal II-II a/)

(intermédiaire)

Niveau	Travée	q (t/m)	$q \frac{l}{2}$ (t)	M_0 (tm)	M_e (tm)	M_w (tm)	M_t (tm)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	1,793	3,94	4,34	0,587	3,770	2,162	3,220	-4,660
	2-3	1,793	3,94	4,34	3,770	0,587	2,162	4,660	-3,220
V	4-5	1,814	3,99	4,40	0,835	3,550	2,208	3,373	-4,607
	5-6	1,814	3,99	4,40	3,550	0,835	2,208	4,607	-3,373
IV	7-8	1,814	3,99	4,40	0,974	3,520	2,153	3,411	-4,569
	8-9	1,814	3,99	4,40	3,520	0,974	2,153	4,569	-3,411
III	10-11	1,814	3,99	4,40	0,974	3,520	2,153	3,411	-4,569
	11-12	1,814	3,99	4,40	3,520	0,974	2,153	4,569	-3,411
II	13-14	1,814	3,99	4,40	0,974	3,520	2,153	3,411	-4,569
	14-15	1,814	3,99	4,40	3,520	0,974	2,153	4,569	-3,411
I	16-17	1,814	3,99	4,40	1,769	2,640	2,196	3,792	-4,188
	17-18	1,814	3,99	4,40	2,640	1,769	2,196	4,188	-3,792

Efforts normaux sous G (Portique transversal II-II a/)
(intermédiaire)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN dû au Poteau sup	N_t (t)
VI	1-4	—	3,220	/	3,220
	2-5	-4,660	4,660		9,320
	3-6	-3,220	—		3,220
V	4-7	—	3,373	3,220	6,593
	5-8	-4,607	4,607	9,320	18,534
	6-9	-3,373	—	3,220	6,593
IV	7-10	—	3,411	6,593	10,004
	8-11	-4,569	4,569	18,534	27,672
	9-12	-3,411	—	6,593	10,004
III	10-13	—	3,411	10,004	13,415
	11-14	-4,569	4,569	27,672	36,810
	12-15	-3,411	—	10,004	13,415
II	13-16	—	3,411	13,415	16,826
	14-17	-4,569	4,569	36,810	45,948
	15-18	-3,411	—	13,415	16,826
I	16-19	—	3,792	16,826	20,618
	17-20	-4,188	4,188	45,948	54,324
	18-21	-3,792	—	16,826	20,618

Moments en appuis sous P (Portique transversal II-II a)

(Intermediaire)

Niveau	Noeud	cas de charge	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M_w (tm)	M_e (tm)	M_w (tm)	M_e (tm)	M_n (tm)	M_s (tm)
VI	1	P ₁	—	0,360	—	0,525	—	0,118	—	0,118
		P ₂	—	0,360	—	0,525	—	0,118	—	0,118
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	2	P ₁	0,360	0,360	0,758	0,758	0,758	0,758	—	—
		P ₂	0,360	—	0,758	—	0,627	0,131	—	0,496
		P ₃	—	0,360	—	0,758	0,131	0,627	—	0,496
	3	P ₁	0,360	—	0,525	—	0,118	—	—	—
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,360	—	0,525	—	0,118	—	—	0,118
V	4	P ₁	—	0,630	—	0,918	—	0,325	0,153	0,172
		P ₂	—	0,630	—	0,918	—	0,325	0,153	0,172
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	5	P ₁	0,630	0,630	1,234	1,234	1,234	1,234	—	—
		P ₂	0,630	—	1,234	—	1,035	0,139	0,450	0,506
		P ₃	—	0,630	—	1,234	0,139	1,035	0,450	0,506
	6	P ₁	0,630	—	0,918	—	0,325	—	0,153	0,172
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,630	—	0,918	—	0,325	—	0,153	0,172
IV	7	P ₁	—	0,630	—	0,918	—	0,337	0,169	0,169
		P ₂	—	0,630	—	0,918	—	0,337	0,169	0,169
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	8	P ₁	0,630	0,630	1,222	1,222	1,222	1,222	—	—
		P ₂	0,630	—	1,222	—	1,090	0,132	0,479	0,479
		P ₃	—	0,630	—	1,222	0,132	1,090	0,479	0,479
	9	P ₁	0,630	—	0,918	—	0,337	—	0,169	0,169
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,630	—	0,918	—	0,337	—	0,169	0,169
III	10	P ₁	—	0,630	—	0,918	—	0,337	0,169	0,169
		P ₂	—	0,630	—	0,918	—	0,337	0,169	0,169
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	11	P ₁	0,630	0,630	1,222	1,222	1,222	1,222	—	—
		P ₂	0,630	—	1,222	—	1,090	0,132	0,479	0,479
		P ₃	—	0,630	—	1,222	0,132	1,090	0,479	0,479
	12	P ₁	0,630	—	0,918	—	0,337	—	0,169	0,169
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,630	—	0,918	—	0,337	—	0,169	0,169
II	13	P ₁	—	0,630	—	0,918	—	0,337	0,169	0,169
		P ₂	—	0,630	—	0,918	—	0,337	0,169	0,169
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	14	P ₁	0,630	0,630	1,222	1,222	1,222	1,222	—	—
		P ₂	0,630	—	1,222	—	1,090	0,132	0,479	0,479
		P ₃	—	0,630	—	1,222	0,132	1,090	0,479	0,479
	15	P ₁	0,630	—	0,918	—	0,337	—	0,169	0,169
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,630	—	0,918	—	0,337	—	0,169	0,169
I	16	P ₁	—	0,630	—	0,918	—	0,615	0,088	0,527
		P ₂	—	0,630	—	0,918	—	0,615	0,088	0,527
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	17	P ₁	0,630	0,630	0,918	0,918	0,918	0,918	—	—
		P ₂	0,630	—	0,918	—	0,880	0,038	0,120	0,721
		P ₃	—	0,630	—	0,918	0,038	0,880	0,120	0,721
	18	P ₁	0,630	—	0,918	—	0,615	—	0,088	0,527
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,630	—	0,918	—	0,615	—	0,088	0,527

Moments en travée et efforts tranchants sous P

(Portique-transversal II-IIa)
(Intermediaire)

Niveau	Travée	Cas de charge	q (t/m)	M ₀ (tm)	M _e (tm)	M _w (tm)	M _e (tm)	T _e (t)	T _w (t)
VI	1-2	P ₁	0,360	0,871	0,118	0,758	0,433	0,647	-0,937
		P ₂	0,360	0,871	0,118	0,627	0,499	0,676	-0,908
		P ₃	0,360	—	—	0,131	-0,066	-0,030	-0,030
	2-3	P ₁	0,360	0,871	0,758	0,118	0,433	0,937	-0,647
		P ₂	0,360	—	0,131	—	-0,066	0,030	0,030
		P ₃	0,360	0,871	0,627	0,118	0,499	0,908	-0,676
V	4-5	P ₁	0,630	1,525	0,325	1,234	0,746	1,179	-1,593
		P ₂	0,630	1,525	0,325	1,095	0,815	1,211	-1,561
		P ₃	0,630	—	—	0,139	-0,070	-0,032	-0,032
	5-6	P ₁	0,630	1,525	1,234	0,325	0,746	1,593	-1,179
		P ₂	0,630	—	0,139	—	-0,070	0,032	0,032
		P ₃	0,630	1,525	1,095	0,325	0,815	1,561	-1,211
IV	7-8	P ₁	0,630	1,525	0,337	1,222	0,746	1,185	-1,587
		P ₂	0,630	1,525	0,337	1,090	0,812	1,215	-1,557
		P ₃	0,630	—	—	0,132	-0,066	-0,030	-0,030
	8-9	P ₁	0,630	1,525	1,222	0,337	0,746	1,587	-1,185
		P ₂	0,630	—	0,132	—	-0,066	0,030	0,030
		P ₃	0,630	1,525	1,090	0,337	0,812	1,557	-1,215
III	10-11	P ₁	0,630	1,525	0,337	1,222	0,746	1,185	-1,587
		P ₂	0,630	1,525	0,337	1,090	0,812	1,215	-1,557
		P ₃	0,630	—	—	0,132	-0,066	-0,030	-0,030
	11-12	P ₁	0,630	1,525	1,222	0,337	0,746	1,587	-1,185
		P ₂	0,630	—	0,132	—	-0,066	0,030	0,030
		P ₃	0,630	1,525	1,090	0,337	0,812	1,557	-1,215
II	13-14	P ₁	0,630	1,525	0,337	1,222	0,746	1,185	-1,587
		P ₂	0,630	1,525	0,337	1,090	0,812	1,215	-1,557
		P ₃	0,630	—	—	0,132	-0,066	-0,030	-0,030
	14-15	P ₁	0,630	1,525	1,222	0,337	0,746	1,587	-1,185
		P ₂	0,630	—	0,132	—	-0,066	0,030	0,030
		P ₃	0,630	1,525	1,090	0,337	0,812	1,557	-1,215
I	16-17	P ₁	0,630	1,525	0,615	0,918	0,759	1,317	-1,455
		P ₂	0,630	1,525	0,615	0,880	0,778	1,326	-1,446
		P ₃	0,630	—	—	0,038	-0,019	-0,009	-0,009
	17-18	P ₁	0,630	1,525	0,918	0,615	0,759	1,455	-1,317
		P ₂	0,630	—	0,038	—	-0,019	0,009	0,009
		P ₃	0,630	1,525	0,880	0,615	0,778	1,446	-1,326

Niveau	Poteau	Cas de charge	T _w (t)	T _e (t)	Effort normal dû au poteau sup (t)	N _t (t)
VI	1-4	P ₁	—	0,647	—	0,647
		P ₂	—	0,676	—	0,676
		P ₃	—	-0,030	—	-0,030
	2-5	P ₁	-0,937	0,937	—	1,874
		P ₂	-0,908	0,030	—	0,911
		P ₃	-0,030	0,908	—	0,911
	3-6	P ₁	-0,647	—	—	0,647
		P ₂	0,030	—	—	-0,030
		P ₃	-0,676	—	—	0,676
V	4-7	P ₁	—	1,179	0,647	1,826
		P ₂	—	1,211	0,676	1,887
		P ₃	—	-0,032	-0,030	-0,062
	5-8	P ₁	-1,593	1,593	1,874	5,060
		P ₂	-1,561	0,032	0,911	2,504
		P ₃	-0,032	1,561	0,911	2,504
	6-9	P ₁	-1,179	—	0,647	1,826
		P ₂	0,032	—	-0,030	-0,062
		P ₃	-1,211	—	0,676	1,887
IV	7-10	P ₁	—	1,185	1,826	3,011
		P ₂	—	1,215	1,887	3,102
		P ₃	—	-0,03	-0,062	-0,092
	8-11	P ₁	-1,587	1,587	5,060	8,234
		P ₂	-1,557	0,030	2,504	4,091
		P ₃	-0,030	1,557	2,504	4,091
	9-12	P ₁	-1,185	—	1,826	3,011
		P ₂	0,030	—	-0,062	-0,092
		P ₃	-1,215	—	1,887	3,102
III	10-13	P ₁	—	1,185	3,011	4,196
		P ₂	—	1,215	3,102	4,317
		P ₃	—	-0,030	-0,092	-0,122
	11-14	P ₁	-1,587	1,587	8,234	11,408
		P ₂	-1,557	0,030	4,091	5,678
		P ₃	-0,030	1,557	4,091	5,678
	12-15	P ₁	-1,185	—	3,011	4,196
		P ₂	0,030	—	-0,092	-0,122
		P ₃	-1,215	—	3,102	4,317
II	13-16	P ₁	—	1,185	4,196	5,381
		P ₂	—	1,215	4,317	5,532
		P ₃	—	-0,030	-0,122	-0,152
	14-17	P ₁	-1,587	1,587	11,408	14,582
		P ₂	-1,557	0,030	5,678	7,265
		P ₃	-0,030	1,557	5,678	7,265
	15-18	P ₁	-1,185	—	4,196	5,381
		P ₂	0,030	—	-0,122	-0,152
		P ₃	-1,215	—	4,317	5,532
I	16-19	P ₁	—	1,317	5,381	6,698
		P ₂	—	1,326	5,532	6,858
		P ₃	—	-0,009	-0,152	-0,161
	17-20	P ₁	-1,455	1,455	14,582	17,492
		P ₂	-1,446	0,009	7,265	8,720
		P ₃	-0,009	1,446	7,265	8,720
	18-21	P ₁	-1,317	—	5,381	6,698
		P ₂	0,009	—	-0,152	-0,161
		P ₃	-1,326	—	5,532	6,858

Moments en appuis sous Siv↓ (Portique-transversal II-II a)
(Intermediaire)

Niveau	Noeud	$q_w (t/m)$	$q_e (t/m)$	$M'_w (tm)$	$M'_e (tm)$	$M_w (tm)$	$M_e (tm)$	$M_n (tm)$	$M_s (tm)$
VI	1	—	0,376	—	0,548	—	0,123	—	0,123
	2	0,376	0,376	0,791	0,791	0,791	0,791	—	—
	3	0,376	—	0,548	—	0,123	—	—	0,123
V	4	—	0,349	—	0,508	—	0,180	0,085	0,095
	5	0,349	0,349	0,683	0,683	0,683	0,683	—	—
	6	0,349	—	0,508	—	0,180	—	0,085	0,095
IV	7	—	0,279	—	0,407	—	0,150	0,075	0,075
	8	0,279	0,279	0,541	0,541	0,541	0,541	—	—
	9	0,279	—	0,407	—	0,150	—	0,075	0,075
III	10	—	0,208	—	0,303	—	0,111	0,056	0,056
	11	0,208	0,208	0,403	0,403	0,403	0,403	—	—
	12	0,208	—	0,303	—	0,111	—	0,056	0,056
II	13	—	0,140	—	0,204	—	0,075	0,038	0,038
	14	0,140	0,140	0,271	0,271	0,271	0,271	—	—
	15	0,140	—	0,204	—	0,075	—	0,038	0,038
I	16	—	0,070	—	0,102	—	0,068	0,010	0,010
	17	0,070	0,070	0,102	0,102	0,102	0,102	—	—
	18	0,070	—	0,102	—	0,068	—	0,010	0,010

Moments en travée et efforts tranchants sous Siv↓

(Portique transversal II-II a/)

(intermédiaire)

Niveau	Travée	q (t/m)	$q \frac{l}{2}$ (t)	M_0 (tm)	M_e (tm)	M_w (tm)	M_t (tm)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	0,376	0,827	0,910	0,123	0,791	0,432	0,675	-0,979
	2-3	0,376	0,827	0,910	0,791	0,123	0,432	0,379	-0,675
V	4-5	0,349	0,768	0,845	0,180	0,683	0,396	0,644	-0,872
	5-6	0,349	0,768	0,845	0,683	0,180	0,396	0,872	-0,644
IV	7-8	0,279	0,614	0,675	0,150	0,541	0,318	0,525	-0,703
	8-9	0,279	0,614	0,675	0,541	0,150	0,318	0,703	-0,525
III	10-11	0,208	0,444	0,503	0,111	0,403	0,237	0,377	-0,510
	11-12	0,208	0,444	0,503	0,403	0,111	0,237	0,510	-0,377
II	13-14	0,140	0,308	0,339	0,075	0,271	0,159	0,263	-0,353
	14-15	0,140	0,308	0,339	0,271	0,075	0,159	0,353	-0,263
I	16-17	0,070	0,154	0,169	0,068	0,102	0,086	0,146	-0,162
	17-18	0,070	0,154	0,169	0,102	0,068	0,086	0,162	-0,146

Efforts normaux sous S_{iv} (Portique transversal II-II a/)
(Intermediaire)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN dû au Poteau sup	N_t (t)
VI	1-4	—	0,675	/	0,675
	2-5	-0,979	0,979		1,958
	3-6	-0,675	—		0,675
V	4-7	—	0,644	0,675	1,319
	5-8	-0,872	0,872	1,958	3,702
	6-9	-0,644	—	0,675	1,319
IV	7-10	—	0,525	1,319	1,844
	8-11	-0,703	0,703	3,702	5,108
	9-12	-0,525	—	1,319	1,844
III	10-13	—	0,377	1,844	2,221
	11-14	-0,510	0,510	5,108	6,128
	12-15	-0,377	—	1,844	2,221
II	13-16	—	0,263	2,221	2,484
	14-17	-0,353	0,353	6,128	6,834
	15-18	-0,263	—	2,221	2,484
I	16-19	—	0,146	2,484	2,630
	17-20	-0,162	0,162	6,834	6,996
	18-21	-0,146	—	2,484	2,630

caracteristiques geometriques du portique transversal II-II_b
(de rive)

N°	N° ord	R _w (m)	R _e (m)	R _h (m)	R _A (m)	I _w =I _e (10 ⁴ m ⁴)	I _h =I _A (10 ⁴ m ⁴)	R' _w (m)	R' _e (m)	R' _h (m)	R' _A (m)	K _w (10 ⁴ m ³)	K _e (10 ⁴ m ³)	K _h (10 ⁴ m ³)	K _A (10 ⁴ m ³)	D (10 ⁴ m ³)	X	
VI	1	—	4,20	—	2,40	21	36	—	3,36	—	4,92	—	6,25	—	—	18,75	25	0,80
	2	4,20	4,20	—	2,40	21	36	3,36	3,36	—	4,92	6,25	6,25	—	—	18,75	34,25	—
V	3	4,20	—	—	2,40	21	36	3,36	—	—	4,92	6,25	—	—	—	18,75	25	0,80
	4	—	4,20	2,40	2,40	21	36	—	3,36	2,16	4,92	—	6,25	16,68	18,75	41,68	—	0,80
IV	5	4,20	4,20	2,40	2,40	21	36	3,36	3,36	2,16	4,92	6,25	6,25	16,68	18,75	47,93	—	—
	6	4,20	—	2,40	2,40	21	36	3,36	—	2,16	4,92	6,25	—	16,68	18,75	41,68	—	0,80
III	7	—	4,20	2,40	2,40	21	36	—	3,36	4,92	4,92	—	6,25	18,75	18,75	43,75	—	0,80
	8	4,20	4,20	2,40	2,40	21	36	3,36	3,36	4,92	4,92	6,25	6,25	18,75	18,75	50	—	—
II	9	4,20	—	2,40	2,40	21	36	3,36	—	4,92	4,92	6,25	—	18,75	18,75	43,75	—	0,80
	10	—	4,20	2,40	2,40	21	36	—	3,36	4,92	4,92	—	6,25	18,75	18,75	43,75	—	0,80
I	11	4,20	4,20	2,40	2,40	21	36	3,36	3,36	4,92	4,92	6,25	6,25	18,75	18,75	50	—	—
	12	4,20	—	2,40	2,40	21	36	3,36	—	4,92	4,92	6,25	—	18,75	18,75	43,75	—	0,80
I	13	—	4,20	2,40	2,40	21	36	—	3,36	4,92	4,92	—	6,25	18,75	18,75	43,75	—	0,80
	14	4,20	4,20	2,40	2,40	21	36	3,36	3,36	4,92	4,92	6,25	6,25	18,75	18,75	50	—	—
I	15	4,20	—	2,40	2,40	21	36	3,36	—	4,92	4,92	6,25	—	18,75	18,75	43,75	—	0,80
	16	—	4,20	2,40	2,40	21	36	—	3,36	4,92	4,92	—	6,25	18,75	18,75	43,75	—	0,80
I	17	4,20	4,20	2,40	2,40	21	36	3,36	3,36	4,92	4,92	6,25	6,25	18,75	18,75	112,50	—	—
	18	4,20	—	2,40	2,40	21	36	3,36	—	4,92	4,92	6,25	—	18,75	18,75	112,50	—	0,80

Moments en appuis sous G (Portique transversal II-II b)
(de rive)

Niveau	Noeud	q_w (t/m)	q_e t/m	M'_w (tm)	M'_e (tm)	M_w (tm)	M_e (tm)	M_n (tm)	M_s (tm)
VI	1	—	0,836	—	1,19	—	0,893	—	0,893
	2	0,836	0,836	1,19	1,19	1,19	1,19	—	—
	3	0,836	—	1,19	—	0,893	—	—	0,893
V	4	—	0,907	—	1,20	—	1,02	0,480	0,540
	5	0,907	0,907	1,20	1,20	1,20	1,20	—	—
	6	0,907	—	1,20	—	1,02	—	0,480	0,540
IV	7	—	0,907	—	1,20	—	1,03	0,514	0,514
	8	0,907	0,907	1,20	1,20	1,20	1,20	—	—
	9	0,907	—	1,20	—	1,03	—	0,514	0,514
III	10	—	0,907	—	1,20	—	1,03	0,514	0,514
	11	0,907	0,907	1,20	1,20	1,20	1,20	—	—
	12	0,907	—	1,20	—	1,03	—	0,514	0,514
II	13	—	0,907	—	1,20	—	1,03	0,514	0,514
	14	0,907	0,907	1,20	1,20	1,20	1,20	—	—
	15	0,907	—	1,20	—	1,03	—	0,514	0,514
I	16	—	0,907	—	1,20	—	1,145	0,164	0,982
	17	0,907	0,907	1,20	1,20	1,20	1,20	—	—
	18	0,907	—	1,20	—	1,145	—	0,164	0,982

Moments en travée et efforts tranchants sous G

(Portique transversal II-II b/
de rive

Niveau	Travée	q (t/m)	$q \frac{l}{2}$ (t)	M_0 (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	0,896	1,88	1,98	0,893	1,190	0,939	1,809	-1,951
	2-3	0,896	1,88	1,98	1,190	0,893	0,939	1,951	-1,809
V	4-5	0,907	1,90	2,00	1,020	1,200	0,890	1,857	-1,943
	5-6	0,907	1,90	2,00	1,200	1,020	0,890	1,943	-1,857
IV	7-8	0,907	1,90	2,00	1,030	1,200	0,885	1,860	-1,940
	8-9	0,907	1,90	2,00	1,200	1,030	0,885	1,940	-1,860
III	10-11	0,907	1,90	2,00	1,030	1,200	0,885	1,860	-1,940
	11-12	0,907	1,90	2,00	1,200	1,030	0,885	1,940	-1,860
II	13-14	0,907	1,90	2,00	1,030	1,200	0,885	1,860	-1,940
	14-15	0,907	1,90	2,00	1,200	1,030	0,885	1,940	-1,860
I	16-17	0,907	1,90	2,00	1,145	1,200	0,828	1,887	-1,913
	17-18	0,907	1,90	2,00	1,200	1,145	0,828	1,913	-1,887

Efforts normaux sous G (Portique transversal II-II b/)
(de rive)

Niveau	Poteau	T _w (t)	T _e (t)	EN dû au poteau sup	N _t (t)
VI	1-4	—	1,809	/	1,809
	2-5	-1,951	1,951		3,902
	3-6	-1,809	—		1,809
V	4-7	—	1,857	1,809	3,666
	5-8	-1,943	1,943	3,902	7,788
	6-9	-1,857	—	1,809	3,666
IV	7-10	—	1,860	3,666	5,526
	8-11	-1,940	1,940	7,788	11,668
	9-12	-1,860	—	3,666	5,526
III	10-13	—	1,860	5,526	7,386
	11-14	-1,940	1,940	11,668	15,548
	12-15	-1,860	—	5,526	7,386
II	13-16	—	1,860	7,386	9,246
	14-17	-1,940	1,940	15,548	19,428
	15-18	-1,860	—	7,386	9,246
I	16-19	—	1,887	9,246	11,133
	17-20	-1,913	1,913	19,428	23,254
	18-21	-1,887	—	9,246	11,133

Moments en appuis sous P (Portique transversal II-II b)

(de rive)

Niveau	Nœud	cas de charge	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M'_w (tm)	M'_e (tm)	M_w (tm)	M_e (tm)	M_u (tm)	M_s (tm)
VI	1	P ₁	—	0,180	—	0,239	—	0,179	—	0,179
		P ₂	—	0,180	—	0,239	—	0,179	—	0,179
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	2	P ₁	0,180	0,180	0,239	0,239	0,239	0,239	—	—
		P ₂	0,180	—	0,239	—	0,191	0,048	—	0,143
		P ₃	—	0,180	—	0,239	0,048	0,191	—	0,143
	3	P ₁	0,180	—	0,239	—	0,179	—	—	0,179
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,180	—	0,239	—	0,179	—	—	0,179
V	4	P ₁	—	0,315	—	0,418	—	0,355	0,167	0,188
		P ₂	—	0,315	—	0,418	—	0,355	0,167	0,188
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	5	P ₁	0,315	0,315	0,418	0,418	0,418	0,418	—	—
		P ₂	0,315	—	0,418	—	0,363	0,055	0,145	0,164
		P ₃	—	0,315	—	0,418	0,055	0,363	0,145	0,164
	6	P ₁	0,315	—	0,418	—	0,355	—	0,167	0,188
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,315	—	0,418	—	0,355	—	0,167	0,188
IV	7	P ₁	—	0,315	—	0,418	—	0,358	0,179	0,179
		P ₂	—	0,315	—	0,418	—	0,358	0,179	0,179
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	8	P ₁	0,315	0,315	0,418	0,418	0,418	0,418	—	—
		P ₂	0,315	—	0,418	—	0,366	0,052	0,157	0,157
		P ₃	—	0,315	—	0,418	0,052	0,366	0,157	0,157
	9	P ₁	0,315	—	0,418	—	0,358	—	0,179	0,179
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,315	—	0,418	—	0,358	—	0,179	0,179
III	10	P ₁	—	0,315	—	0,418	—	0,358	0,179	0,179
		P ₂	—	0,315	—	0,418	—	0,358	0,179	0,179
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	11	P ₁	0,315	0,315	0,418	0,418	0,418	0,418	—	—
		P ₂	0,315	—	0,418	—	0,366	0,052	0,157	0,157
		P ₃	—	0,315	—	0,418	0,052	0,366	0,157	0,157
	12	P ₁	0,315	—	0,418	—	0,358	—	0,179	0,179
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,315	—	0,418	—	0,358	—	0,179	0,179
II	13	P ₁	—	0,315	—	0,418	—	0,358	0,179	0,179
		P ₂	—	0,315	—	0,418	—	0,358	0,179	0,179
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	14	P ₁	0,315	0,315	0,418	0,418	0,418	0,418	—	—
		P ₂	0,315	—	0,418	—	0,366	0,052	0,157	0,157
		P ₃	—	0,315	—	0,418	0,052	0,366	0,157	0,157
	15	P ₁	0,315	—	0,418	—	0,358	—	0,179	0,179
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,315	—	0,418	—	0,358	—	0,179	0,179
I	16	P ₁	—	0,315	—	0,418	—	0,399	0,058	0,342
		P ₂	—	0,315	—	0,418	—	0,399	0,058	0,342
		P ₃	—	—	—	—	—	—	—	—
	17	P ₁	0,315	0,315	0,418	0,418	0,418	0,418	—	—
		P ₂	0,315	—	0,418	—	0,400	0,018	0,055	0,327
		P ₃	—	0,315	—	0,418	0,018	0,400	0,055	0,327
	18	P ₁	0,315	—	0,418	—	0,399	—	0,058	0,342
		P ₂	—	—	—	—	—	—	—	—
		P ₃	0,315	—	0,418	—	0,399	—	0,058	0,342

Moments en travée et efforts tranchants sous P

(Portique-transversal II-II b)
(de rive)

Niveau	Travée	Cas de charge	q (t/m)	M ₀ (tm)	M _e (tm)	M _w (tm)	M _e (tm)	T _e (t)	T _w (t)
VI	1-2	P ₁	0,180	0,397	0,179	0,239	0,188	0,363	-0,393
		P ₂	0,180	0,397	0,179	0,131	0,212	0,375	-0,381
		P ₃	0,180	—	—	0,048	-0,024	-0,012	-0,012
	2-3	P ₁	0,180	0,397	0,239	0,179	0,188	0,393	-0,363
		P ₂	0,180	—	0,048	—	0,212	0,012	0,012
		P ₃	0,180	0,397	0,131	0,179	0,024	0,381	-0,375
V	4-5	P ₁	0,315	0,695	0,355	0,418	0,303	0,647	-0,676
		P ₂	0,315	0,695	0,355	0,363	0,336	0,659	-0,664
		P ₃	0,315	—	—	0,055	-0,028	-0,014	-0,014
	5-6	P ₁	0,315	0,695	0,418	0,355	0,303	0,676	-0,647
		P ₂	0,315	—	0,055	—	-0,028	0,014	0,014
		P ₃	0,315	0,695	0,363	0,355	0,336	0,664	-0,659
IV	7-8	P ₁	0,315	0,695	0,358	0,418	0,307	0,647	-0,677
		P ₂	0,315	0,695	0,358	0,366	0,333	0,659	-0,664
		P ₃	0,315	—	—	0,052	-0,026	-0,014	-0,014
	8-9	P ₁	0,315	0,695	0,418	0,358	0,307	0,677	-0,647
		P ₂	0,315	—	0,052	—	-0,026	0,014	0,014
		P ₃	0,315	0,695	0,366	0,358	0,333	0,664	-0,659
III	10-11	P ₁	0,315	0,695	0,358	0,418	0,307	0,647	-0,677
		P ₂	0,315	0,695	0,358	0,366	0,333	0,659	-0,664
		P ₃	0,315	—	—	0,052	-0,026	-0,014	-0,014
	11-12	P ₁	0,315	0,695	0,418	0,358	0,307	0,677	-0,647
		P ₂	0,315	—	0,052	—	-0,026	0,014	0,014
		P ₃	0,315	0,695	0,366	0,358	0,333	0,664	-0,659
II	13-14	P ₁	0,315	0,695	0,358	0,418	0,307	0,647	-0,677
		P ₂	0,315	0,695	0,358	0,366	0,333	0,659	-0,664
		P ₃	0,315	—	—	0,052	-0,026	-0,014	-0,014
	14-15	P ₁	0,315	0,695	0,418	0,358	0,307	0,677	-0,647
		P ₂	0,315	—	0,052	—	-0,026	0,014	0,014
		P ₃	0,315	0,695	0,366	0,358	0,333	0,664	-0,659
I	16-17	P ₁	0,315	0,695	0,399	0,418	0,287	0,657	-0,666
		P ₂	0,315	0,695	0,399	0,400	0,236	0,661	-0,662
		P ₃	0,315	—	—	0,018	-0,009	-0,004	-0,004
	17-18	P ₁	0,315	0,695	0,418	0,399	0,287	0,666	-0,657
		P ₂	0,315	—	0,018	—	-0,009	0,004	0,004
		P ₃	0,315	0,695	0,400	0,399	0,236	0,662	-0,661

EFForts normaux sous P (Portique transversal II-II b)
(de rive)

Niveau	Poteau	Cas de charge	T _w (t)	T _e (t)	Effort normal au poteau sup (t)	N _t (t)
VI	1-4	P ₁	—	0,363	—	0,363
		P ₂	—	0,375	—	0,375
		P ₃	—	-0,012	—	-0,012
	2-5	P ₁	-0,393	0,393	—	0,786
		P ₂	-0,381	0,012	—	0,393
		P ₃	-0,012	0,381	—	0,393
	3-6	P ₁	-0,363	—	—	0,363
		P ₂	0,012	—	—	-0,012
		P ₃	-0,375	—	—	0,375
V	4-7	P ₁	—	0,647	0,363	1,030
		P ₂	—	0,659	0,375	1,034
		P ₃	—	-0,014	-0,012	-0,026
	5-8	P ₁	-0,676	0,676	0,786	2,140
		P ₂	-0,664	0,014	0,393	1,071
		P ₃	-0,014	0,664	0,393	1,071
	6-9	P ₁	-0,647	—	0,363	1,030
		P ₂	0,014	—	-0,012	-0,026
		P ₃	-0,659	—	0,375	1,034
IV	7-10	P ₁	—	0,647	1,030	1,677
		P ₂	—	0,659	1,034	1,693
		P ₃	—	-0,014	-0,026	-0,040
	8-11	P ₁	-0,677	0,677	2,140	3,494
		P ₂	-0,664	0,014	1,071	1,749
		P ₃	-0,014	0,664	1,071	1,749
	9-12	P ₁	-0,647	—	1,030	1,677
		P ₂	0,014	—	-0,026	-0,040
		P ₃	-0,659	—	1,034	1,693
III	10-13	P ₁	—	0,647	1,677	2,324
		P ₂	—	0,659	1,693	2,352
		P ₃	—	-0,014	-0,040	-0,054
	11-14	P ₁	-0,677	0,677	3,494	4,850
		P ₂	-0,664	0,014	1,749	2,427
		P ₃	-0,014	0,664	1,749	2,427
	12-15	P ₁	-0,647	—	1,677	2,324
		P ₂	0,014	—	-0,040	-0,054
		P ₃	-0,659	—	1,693	2,352
II	13-16	P ₁	—	0,647	2,324	2,971
		P ₂	—	0,659	2,352	3,011
		P ₃	—	-0,014	-0,054	-0,068
	14-17	P ₁	-0,677	0,677	4,850	6,204
		P ₂	-0,664	0,014	2,427	3,105
		P ₃	-0,014	0,664	2,427	3,105
	15-18	P ₁	-0,647	—	2,324	2,966
		P ₂	0,014	—	-0,054	-0,068
		P ₃	-0,659	—	2,352	3,011
I	16-19	P ₁	—	0,657	2,971	3,628
		P ₂	—	0,661	3,011	3,672
		P ₃	—	-0,007	-0,068	-0,075
	17-20	P ₁	-0,666	0,666	6,204	7,536
		P ₂	-0,662	0,007	3,105	3,774
		P ₃	-0,007	0,662	3,105	3,774
	18-21	P ₁	-0,657	—	2,966	3,628
		P ₂	0,007	—	-0,068	-0,075
		P ₃	0,661	—	3,011	3,672

Moments en appuis sous Siv (Portique transversal II-II b/)
(derive)

Niveau	Noeud	$q_w (t/m)$	$q_e (t/m)$	$M'_w (tm)$	$M'_e (tm)$	$M_w (tm)$	$M_e (tm)$	$M_n (tm)$	$M_s (tm)$
VI	1	—	0,204	—	0,271	—	0,203	—	0,203
	2	0,204	0,204	0,271	0,271	0,271	0,271	—	—
	3	0,204	—	0,271	—	0,203	—	—	0,203
V	4	—	0,193	—	0,256	—	0,218	0,102	0,115
	5	0,193	0,193	0,256	0,256	0,256	0,256	—	—
	6	0,193	—	0,256	—	0,218	—	0,102	0,115
IV	7	—	0,154	—	0,205	—	0,176	0,088	0,088
	8	0,154	0,154	0,205	0,205	0,205	0,205	—	—
	9	0,154	—	0,205	—	0,176	—	0,088	0,088
III	10	—	0,116	—	0,154	—	0,132	0,066	0,066
	11	0,116	0,116	0,154	0,154	0,154	0,154	—	—
	12	0,116	—	0,154	—	0,132	—	0,066	0,066
II	13	—	0,077	—	0,102	—	0,087	0,044	0,044
	14	0,077	0,077	0,102	0,102	0,102	0,102	—	—
	15	0,077	—	0,102	—	0,087	—	0,044	0,044
I	16	—	0,038	—	0,050	—	0,048	0,007	0,041
	17	0,038	0,038	0,050	0,050	0,050	0,050	—	—
	18	0,038	—	0,050	—	0,048	—	0,007	0,041

Moments en travée et efforts tranchants sous Siv ↓

(Portique transversal II-II b)
(de rive)

Niveau	Travée	q (t/m)	$q\frac{l}{2}$ (t)	M_o (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_t (t.m)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	0,204	0,428	0,450	0,203	0,271	0,213	0,412	-0,445
	2-3	0,204	0,428	0,450	0,271	0,203	0,213	0,445	-0,412
V	4-5	0,193	0,405	0,426	0,218	0,256	0,189	0,396	-0,414
	5-6	0,193	0,405	0,426	0,256	0,218	0,189	0,414	-0,396
IV	7-8	0,154	0,323	0,340	0,176	0,205	0,150	0,316	-0,330
	8-9	0,154	0,323	0,340	0,205	0,176	0,150	0,330	-0,316
III	10-11	0,116	0,244	0,256	0,132	0,154	0,113	0,238	-0,249
	11-12	0,116	0,244	0,256	0,154	0,132	0,113	0,249	-0,238
II	13-14	0,077	0,162	0,170	0,087	0,102	0,076	0,158	-0,165
	14-15	0,077	0,162	0,170	0,102	0,087	0,076	0,165	-0,158
I	16-17	0,038	0,080	0,084	0,048	0,050	0,035	0,079	-0,080
	17-18	0,038	0,080	0,084	0,050	0,048	0,035	0,080	-0,079

Efforts normaux sous $S_{iv} \downarrow$ (Portique transversal II-II b/)
(de rive)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN clà au Poteau Sup	N_T (t)
VI	1-4	—	0,412	/	0,412
	2-5	-0,445	0,445		0,890
	3-6	-0,412	—		0,412
V	4-7	—	0,396	0,412	0,808
	5-8	-0,414	0,414	0,890	1,718
	6-9	-0,396	—	0,412	0,808
IV	7-10	—	0,316	0,808	1,124
	8-11	-0,330	0,330	1,718	2,378
	9-12	-0,316	—	0,808	1,124
III	10-13	—	0,238	1,124	1,362
	11-14	-0,249	0,249	2,378	2,876
	12-15	-0,238	—	1,124	1,362
II	13-16	—	0,158	1,362	1,520
	14-17	-0,165	0,165	2,876	3,206
	15-18	-0,158	—	1,362	1,520
I	16-19	—	0,079	1,520	1,599
	17-20	-0,080	0,080	3,206	3,366
	18-21	-0,079	—	1,520	1,599

Portique longitudinal

Sur une travée transversale sont disposées sept poutrelles dont l'espacement est de 0,65 m entre axes. Les poutrelles sont donc disposées parallèlement au portique longitudinal. Les poutrelles extrêmes se trouvent à 0,20 m du nu des poutres longitudinales centrales. La largeur de la bande revenant à la poutre longitudinale est de :

$$0,20 + 2 \times 0,20 = 0,60 \text{ m} \quad \text{d'où } S = 0,60 \times 17 = 10,2 \text{ m}^2$$

Charges et surcharges

Niveau terrasse

$$G = 498 \text{ kgf/m}^2$$

$$P = 100 \text{ kgf/m}^2$$

pois propre du revêtement

$$498 \times 10,2 = 5,035 \text{ t}$$

pois propre de la poutre

$$(4 \times 3,40 + 2,40) \times 0,2 \times 0,5 \times 2500 = 4,00 \text{ t}$$

$$G = 5,035 + 4,00 = 9,035 \text{ t}$$

$$\longrightarrow 531,5 \text{ kgf/ml}$$

$$P = 100 \times 10,2 = 1,02 \text{ t}$$

$$\longrightarrow 25 \text{ kgf/ml}$$

Niveau Courant

$$G = 504 \text{ kgf/m}^2$$

$$P = 175 \text{ kgf/m}^2$$

pois propre du revêtement

$$504 \times 10,2 = 5,14 \text{ t}$$

pois propre de la poutre

$$= 4,00 \text{ t}$$

$$G = 7,37 + 4,00 = 11,37 \text{ t}$$

$$669 \text{ kgf/ml}$$

$$P = 175 \times 10,2 = 1,77 \text{ t}$$

$$43 \text{ kgf/ml (travée courante)}$$

$$P = 250 \times 10,2 = 2,6 \text{ t}$$

$$62,5 \text{ kgf/ml (travée d'escalier)}$$

Remarque : Le mur d'escalier apporte à la travée centrale une charge uniformément répartie calculée comme suit :

$$270 \times 2,70 \times 1,00 = 729 \text{ kgf/ml}$$

Méthode de calcul : Dans le portique longitudinal, il est courant de négliger la solidarité poutres-poteaux en calculant la poutre longitudinale comme poutre continue. En effet les charges verticales revenant à la poutre longitudinale étant relativement plus faibles que celles revenant aux poutres transversales ; ces charges donnent des moments négligeables en tête de poteaux.

Determination des efforts

Moments aux appuis : on détermine les moments flechissants aux différents appuis à l'aide de la "formule des 3 moments" exposée dans le cours de résistance des matériaux.



$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -q_i \cdot \frac{l_i^3}{4} - q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{4}$$

Moments en travées :

$$M_t = \mu + M_i \frac{l-x}{l} + M_j \frac{x}{l} \quad \text{pour une travée } i-j$$

M_t : le moment flechissant à l'abscisse x de la travée hyperstatique
 μ : le moment flechissant à l'abscisse x de la travée isostatique de référence

$$\mu = -q \frac{x^2}{2} + q \frac{l}{2} x$$

Efforts tranchants

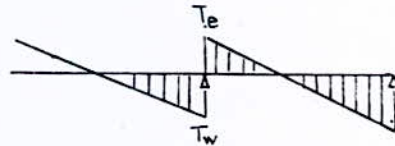
$$T = \frac{dM_t}{dx} = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M_j - M_i}{l} \quad \text{pour une travée } i-j$$

Remarque : On obtient le moment en travée maximal à l'abscisse x pour laquelle $T = \frac{dM_t}{dx} = 0$

Efforts normaux

Les efforts normaux apportés aux poteaux par les poutres longitudinales, sous charges verticales sont calculés à partir des efforts tranchants obtenues pour celles-ci

$$N = -T_w + T_e$$



Efforts sous charges permanentes G et sous les surcharges P

Dans les tableaux qui suivent figurent les moments en travées et en appuis, ainsi que les efforts tranchants sous charges permanentes et sous surcharges d'exploitation P.

Moments en Appuis et en travées sous G

Efforts Tranchants sous G

Niveau	Travée	q t/ml	M ₀ t.m	M _e t.m	M _w t.m	M _t t.m	T _e t	T _w t
VI	1-2	0,532	0,768	/	0,684	0,465	+0,703	-1,105
	2-3	0,532	0,768	0,682	0,338	0,267	+1,006	-0,803
	3-4	0,532	0,383	0,338	0,338	0,044	+0,638	-0,638
	4-5	0,532	0,768	0,338	0,682	0,267	+0,803	-1,006
	5-6	0,532	0,738	0,684	/	0,465	+1,105	-0,703
Courant	7-8	0,669	0,967	/	0,812	0,603	+0,898	-1,376
	8-9	0,669	0,967	0,812	0,617	0,253	+1,194	-1,079
	9-10	1,398	1,006	0,617	0,617	0,389	+1,677	-1,677
	10-11	0,669	0,967	0,617	0,812	0,253	+1,079	-1,194
	11-12	0,669	0,967	0,812	/	0,603	+1,376	-0,898

Moments en Appuis et en travées sous P.

Efforts Tranchants sous P.

Niveau	Travée	q t/m	M ₀ t.m	M _e t.m	M _w t.m	M _t t.m	T _e t.m	T _w t.m
IV	1-2	0,025	0,036	/	0,032	0,022	+0,033	-0,052
	2-3	0,025	0,036	0,032	0,015	0,012	+0,042	-0,038
	3-4	0,025	0,018	0,015	0,015	0,002	+0,030	-0,030
	4-5	0,025	0,036	0,015	0,032	0,012	+0,038	-0,042
	5-6	0,025	0,036	0,032	/	0,022	+0,052	-0,033
Courant	7-8	0,437	0,631	/	0,055	0,039	+0,058	-0,090
	8-9	0,437	0,631	0,055	0,033	0,019	+0,081	-0,068
	9-10	0,625	0,450	0,033	0,033	0,012	+0,075	-0,075
	10-11	0,437	0,631	0,033	0,055	0,019	+0,068	-0,081
	11-12	0,437	0,631	0,055	/	0,039	+0,090	-0,058

Remarque : moments flechissants en valeur absolue.
efforts tranchants en valeurs algebriques.

Efforts Normaux apportés par les poutres du portique longitudinal sous G

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	Effort Normal apporté par poteau sup	N (t)
6	1-7		0,703		0,703
	2-8	-1,105	1,006		2,111
	3-9	-0,803	0,638		1,441
	4-10	-0,638	0,803		1,441
	5-11	-1,006	1,105		2,111
	6-12	-0,703			0,703
5	7-13		0,898	0,703	1,601
	8-14	-1,376	1,194	2,111	4,681
	9-15	-1,079	1,677	1,441	4,197
	10-16	-1,677	1,079	1,441	4,197
	11-17	-1,194	1,376	2,111	4,681
	12-18	-0,898		0,703	1,601
4	13-19		0,898	1,601	2,499
	14-20	-1,376	1,194	4,681	7,251
	15-21	-1,079	1,677	4,197	6,953
	16-22	-1,677	1,079	4,197	6,953
	17-23	-1,194	1,376	4,681	7,251
	18-24	-0,898		1,601	2,499
3	19-25		0,898	2,499	3,397
	20-26	-1,376	1,194	7,251	9,821
	21-27	-1,079	1,677	6,953	9,702
	22-28	-1,677	1,079	6,953	9,702
	23-29	-1,194	1,376	7,251	9,821
	24-30	-0,898		2,499	3,397
2	25-31		0,898	3,397	4,295
	26-32	-1,376	1,194	9,821	12,391
	27-33	-1,079	1,677	9,702	12,458
	28-34	-1,677	1,079	9,702	12,458
	29-35	-1,194	1,376	9,821	12,391
	30-36	-0,898		3,397	4,295
1	31-37		0,898	4,295	5,193
	32-38	-1,376	1,194	12,391	14,961
	33-39	-1,079	1,677	12,458	15,214
	34-40	-1,677	1,079	12,458	15,214
	35-41	-1,194	1,376	12,391	14,961
	36-42	-0,898		4,295	5,193

Efforts Normaux apportés par les poutres du portique longitudinal sous P

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	Effort Normal apporté par poteau supérieur (t)	N (t)
6	1-7		0,033		0,033
	2-8	-0,052	0,042		0,094
	3-9	-0,038	0,030		0,068
	4-10	-0,030	0,038		0,068
	5-11	-0,042	0,052		0,094
	6-12	-0,033			0,033
5	7-13		0,058	0,033	0,091
	8-14	-0,090	0,081	0,094	0,265
	9-15	-0,068	0,075	0,068	0,211
	10-16	-0,075	0,068	0,068	0,211
	11-17	-0,081	0,090	0,094	0,265
	12-18	-0,058		0,033	0,091
4	13-19		0,058	0,091	0,149
	14-20	-0,090	0,081	0,265	0,436
	15-21	-0,068	0,075	0,211	0,354
	16-22	-0,075	0,068	0,211	0,354
	17-23	-0,081	0,090	0,265	0,436
	18-24	-0,058		0,091	0,149
3	19-25		0,058	0,149	0,207
	20-26	-0,090	0,081	0,436	0,607
	21-27	-0,068	0,075	0,354	0,497
	22-28	-0,075	0,068	0,354	0,497
	23-29	-0,081	0,090	0,436	0,607
	24-30	-0,058		0,149	0,207
2	25-31		0,058	0,207	0,265
	26-32	-0,090	0,081	0,607	0,778
	27-33	-0,068	0,075	0,497	0,640
	28-34	-0,075	0,068	0,497	0,640
	29-35	-0,081	0,090	0,607	0,778
	30-36	-0,058		0,207	0,265
1	31-37		0,058	0,265	0,323
	32-38	-0,090	0,081	0,778	0,949
	33-39	-0,068	0,075	0,640	0,783
	34-40	-0,075	0,068	0,640	0,783
	35-41	-0,081	0,090	0,778	0,949
	36-42	-0,058		0,265	0,323

Remarque : l'effet du seisme verticale sur le portique longitudinal sera négligé, car les charges apportées sont très faibles et donnent, par conséquent, des efforts très petits.

Etude des portiques sous

forces Sismiques Horizontales

On utilisera la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes, intitulé "Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé"

Méthode de BOWMAN

Cette méthode donne des résultats assez proches de ceux obtenus par des méthodes exactes

La force sismique horizontale ΣF obtenue à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux suivant les deux formules

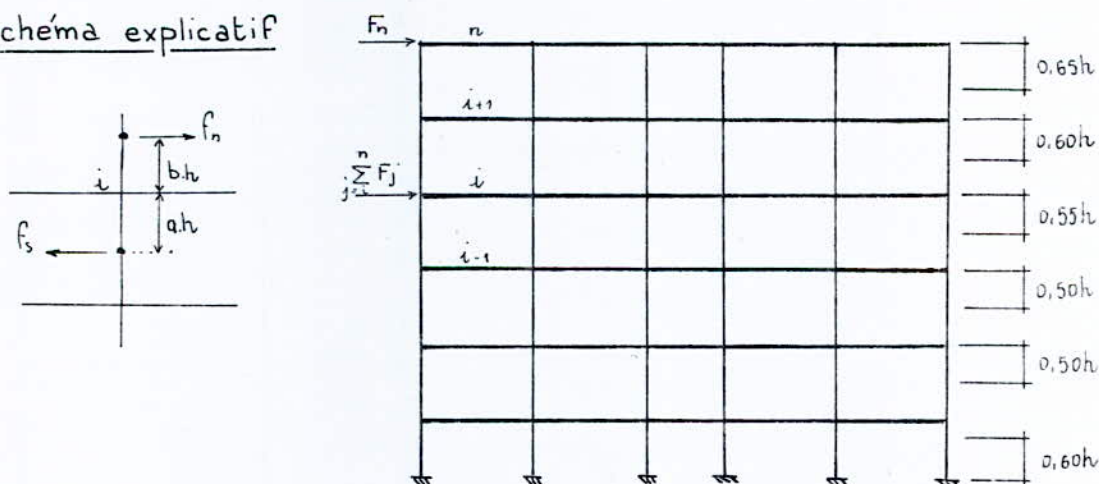
$$f_i = \frac{\Sigma F \times I_i}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{pour un poteau intermédiaire } i$$

$$f_j = \frac{\Sigma F \times 0,8 I_j}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{pour un poteau de rive (} j=1 \text{ ou } j=n \text{)}$$

Les points de moments nuls dans les poteaux de hauteur h se situent à :

- $0,65h$ de la partie supérieure du poteau, au dernier niveau
- $0,60h$ de la partie supérieure du poteau, à l'avant dernier niveau
- $0,55h$ de la partie supérieure du poteau, au niveau directement au dessous
- $0,50h$ dans tous les niveaux, sauf au dernier
- $0,60h$ à partir de la base du poteau, au premier niveau

Schéma explicatif



Hypothèses de calcul

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, et où les raideurs des différentes travées des poutres parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide (nous avons ce cas là) on admet que :

- Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux, se répartissent entre les différents poteaux de cette file, proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux. Les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés de $0,8$.
- Les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs définies ci-dessus suivant la méthode de BOWMAN.

Procédé de Calcul

Les forces horizontales agissant au niveau de chaque plancher sont $F_1, F_2, \dots, F_j, F_{j+1}, \dots, F_{j+n}$ pour un niveau considéré j :

$$\Sigma F_j = F_j + F_{j+1} + \dots + F_{j+n}$$

ΣF sera reparti entre les poteaux supportant un niveau donné

$$f = \frac{\Sigma F \times I_i}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{poteaux intermediaires}$$

$$f = \frac{\Sigma F \times 0,8 I}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{poteaux de rive}$$

Moments flechissants

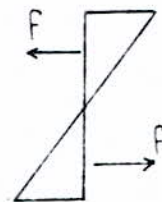
dans les poteaux :

a = coefficient determinant la position du point d'inflexion

nous avons dans un noeud i

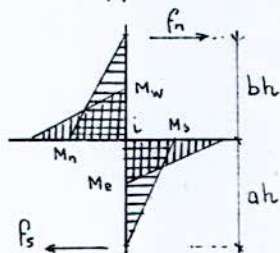
$$M_n = f_n \cdot b \cdot h$$

$$M_s = f_s \cdot a \cdot h$$



dans les poutres :

La repartition des moments dans les travées sera effectuée proportionnellement aux raideurs des poutres situées à droite et à gauche du noeud considéré. Les moments dans les poutres doivent équilibrer le moment flechissant du poteau appartenant à ce noeud.



au droit d'un noeud intermediaire

$$M_e = (M_n + M_s) \frac{K_e}{K_w + K_e}$$

$$M_w = (M_n + M_s) \frac{K_w}{K_w + K_e}$$

K_e et K_w sont les raideurs des poutres aboutissant aux noeuds

au droit d'un noeud de rive

$$M_w = M_e = M_n + M_s$$

Efforts tranchants : Les efforts tranchants dans les poutres seront calculés en tenant compte des moments de continuité M_e et M_w
l'expression de l'effort tranchant sera donnée en valeur algebrique sous $\vec{S}I_n$

$$T_e = T_w = - \frac{M_e + M_w}{l}$$

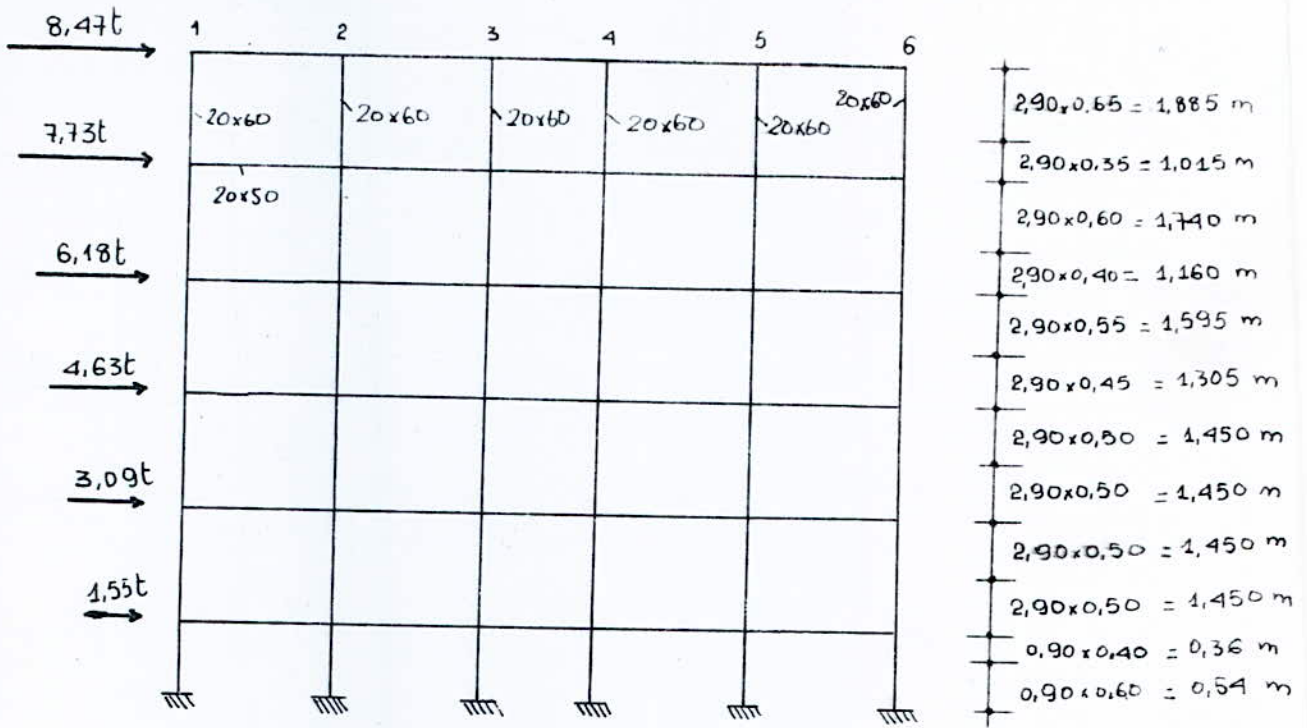
Efforts normaux

Les efforts normaux dans les poteaux du fait qu'ils supportent les poutres sont :

$$N = T_e - T_w$$

$N > 0$ compression dans le poteau
 $N < 0$ traction dans le poteau

Portique longitudinal



Les forces horizontales qui sollicitent le portique ont été déterminées dans l'étude sismique.

Pour le portique longitudinal central, les inerties des poteaux sont toutes égales on aura:

$$f = \frac{\sum F \times 1}{0,8 + 4 + 0,8} = 0,178 \sum F \quad \text{pour un poteau intermédiaire}$$

$$f = \frac{\sum F \times 0,8}{0,8 + 4 + 0,8} = 0,143 \sum F \quad \text{pour un poteau de rive}$$

les inerties des différentes poutres sont constantes :

$$K_w = \frac{I_w}{d_w} \quad K_e = \frac{I_e}{d_e} \quad I_e = I_w = I = \text{cste}$$

Noeud de rive $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 1$ car K_e ou K_w est nul suivant le cas.

Noeuds 2 et 5 : $K_w = \frac{I}{360}$ $K_e = \frac{I}{360}$ $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,5$

Noeud 3 $K_w = \frac{I}{360}$ $K_e = \frac{I}{260}$ $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{3,60}{3,60 + 2,60} = 0,580$

Noeud 1 $\frac{K_w}{K_e + K_w} = \frac{2,60}{3,60 + 2,60} = 0,419$

Noeud 4 $K_w = \frac{I}{260}$ $K_e = \frac{I}{360}$ $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{2,60}{3,60 + 2,60} = 0,419$

$\frac{K_w}{K_e + K_w} = \frac{3,60}{3,60 + 2,60} = 0,580$

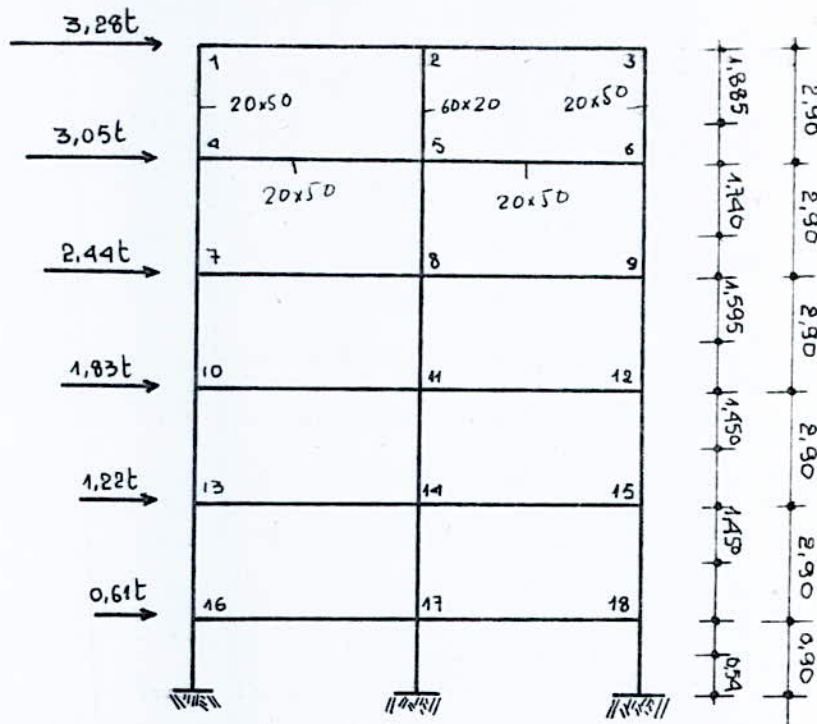
Moments en appuis sous \vec{S}_H (Portique longitudinal)

Niveau	a.h (m)	b.h (m)	Nœud	F (t)	ΣF (t)	f_n (t)	f_s (t)	M_n (t.m)	M_s (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)
VI	1,885		1	8,47	8,47		1,211		2,282		2,282
			2			1,507		2,890	1,420	1,420	
			3			1,507		2,890	1,189	1,647	
			4			1,507		2,890	1,647	1,189	
			5			1,507		2,890	1,420	1,420	
			6			1,211		2,282	2,282		
V	1,740	1,015	7	7,73	16,20	1,211	2,320	1,220	4,040		5,260
			8			1,507	2,880	1,520	5,040	3,266	3,266
			9			1,507	2,880	1,520	5,040	2,737	3,778
			10			1,507	2,880	1,520	5,040	3,778	2,737
			11			1,507	2,880	1,520	5,040	3,266	3,266
			12			1,211	2,320	1,220	4,040	5,260	
IV	1,595	1,160	13	6,18	22,38	2,320	3,200	2,690	5,100		7,790
			14			2,880	3,980	3,340	6,350	4,845	4,845
			15			2,880	3,980	3,340	6,350	4,060	5,620
			16			2,880	3,980	3,340	6,350	5,620	4,060
			17			2,880	3,980	3,340	6,350	4,845	4,845
			18			2,320	3,200	2,690	5,100	7,790	
III	1,450	1,305	19	4,63	27,01	3,200	3,860	4,176	5,600		9,776
			20			3,980	4,800	5,194	6,960	6,077	6,077
			21			3,980	4,800	5,194	6,960	5,092	7,050
			22			3,980	4,800	5,194	6,960	7,050	5,092
			23			3,980	4,800	5,194	6,960	6,077	6,077
			24			3,200	3,860	4,176	5,600	9,776	
II	1,450	1,450	25	3,09	30,10	3,860	4,290	5,600	6,220		11,820
			26			4,800	5,340	6,960	7,740	7,350	7,350
			27			4,800	5,340	6,960	7,740	6,159	8,526
			28			4,800	5,340	6,960	7,740	8,526	6,159
			29			4,800	5,340	6,960	7,740	7,350	7,350
			30			3,860	4,290	5,600	6,220	11,820	
I	0,540	1,450	31	1,55	31,65	4,290	4,520	6,220	1,627		7,850
			32			5,340	5,630	7,740	2,030	4,880	4,880
			33			5,340	5,630	7,740	2,030	4,090	5,660
			34			5,340	5,630	7,740	2,030	5,660	4,090
			35			5,340	5,630	7,740	2,030	4,880	4,880
			36			4,290	4,520	6,220	1,627	7,850	
Niveau Sous RDC		0,360	37			4,520		1,627			
			38			5,630		2,030			
			39			5,630		2,030			
			40			5,630		2,030			
			41			5,630		2,030			
			42			4,520		1,627			

Moments en travée et Efforts tranchants sous ($\overline{S\overline{T}_w}$) [Portique longitudinal]

Niveau	travée	l (m)	M_e	M_w	M_t	T_e	T_w
VI	1-2	3,40	2,282	1,420	0,431	-1,080	-1,080
	2-3	3,40	1,420	1,189	0,113	-0,767	-0,767
	3-4	2,40	1,647	1,647	0,0	-1,372	-1,372
	4-5	3,40	1,189	1,420	0,113	-0,767	-0,767
	5-6	3,40	1,420	2,282	0,431	-1,080	-1,080
V	7-8	3,40	5,260	3,266	0,997	-2,507	-2,507
	8-9	3,40	3,266	2,737	0,236	-1,765	-1,765
	9-10	2,40	3,778	3,778	0,0	-3,148	-3,148
	10-11	3,40	2,737	3,266	0,236	-1,765	-1,765
	11-12	3,40	3,266	5,260	0,997	-2,507	-2,507
IV	13-14	3,40	7,790	4,845	1,472	-3,716	-3,716
	14-15	3,40	4,845	4,060	0,387	-2,610	-2,610
	15-16	2,40	5,620	5,620	0,0	-4,680	-4,680
	16-17	3,40	4,060	4,845	0,387	-2,610	-2,610
	17-18	3,40	4,845	7,790	1,472	-3,716	-3,716
III	19-20	3,40	9,776	6,077	1,850	-4,660	-4,660
	20-21	3,40	6,077	5,092	0,486	-3,280	-3,280
	21-22	2,40	7,050	7,050	0,00	-5,875	-5,875
	22-23	3,40	5,092	6,077	0,486	-3,280	-3,280
	23-24	3,40	6,077	9,776	1,850	-4,660	-4,660
II	25-26	3,40	11,820	7,350	2,350	-5,340	-5,340
	26-27	3,40	7,350	6,159	0,595	-3,970	-3,970
	27-28	2,40	8,526	8,526	0,00	-7,050	-7,050
	28-29	3,40	6,159	7,350	0,595	-3,970	-3,970
	29-30	3,40	7,350	11,820	2,350	-5,340	-5,340
I	31-32	3,40	7,850	4,880	1,480	-3,744	-3,744
	32-33	3,40	4,880	4,090	0,390	-2,638	-2,638
	33-34	2,40	5,660	5,660	0,00	-4,710	-4,710
	34-35	3,40	4,090	4,880	0,390	-2,638	-2,638
	35-36	3,40	4,880	7,850	1,480	-3,744	-3,744

Portique transversal intermediaire II-IIa



Les forces horizontales qui sollicitent le portique ont été déterminées lors de l'étude sismique.

Pour le portique transversal intermediaire, les inerties des poteaux sont inégales:

$$\text{poteau de rive} \quad I_r = \frac{50 \cdot 20^3}{12} = 3,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\text{poteau central} \quad I_c = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{0,8 I_r \sum F}{0,8 I_r + I_c + 0,8 I_r} = \frac{0,8 \cdot 3,33 \sum F}{36 + 1,6 \cdot 3,33} = 0,0645 \sum F \quad \text{poteau de rive}$$

$$f = \frac{I_c \sum F}{0,8 I_r + I_c + 0,8 I_r} = \frac{36 \sum F}{36 + 1,6 \cdot 3,33} = 0,871 \sum F \quad \text{pour poteau central.}$$

les inerties et les portées libres des poutres sont constantes

$$\text{Nœud de rive} \quad \frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 1$$

$$\text{Nœud central} \quad \frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,5$$

Moments en appuis sous \vec{S}_H (Portique Transversal II-II a/)
(Intermediaire)

Niveau	ah (m)	bh (m)	Noeud	F (t)	ΣF (t)	F_n (t)	F_s (t)	M_n (tm)	M_s (tm)	M_w (tm)	M_e (tm)
VI	1,885		1				0,21		0,396	—	0,396
			2	3,28	3,28		2,86		5,391	2,696	2,696
			3				0,21		0,396	0,396	—
V	1,740	1,015	4			0,21	0,41	0,213	0,713	—	0,926
			5	3,05	6,33	2,86	5,51	2,903	9,587	6,245	6,245
			6			0,21	0,41	0,213	0,713	0,926	—
IV	1,595	1,160	7			0,41	0,57	0,476	0,909	—	1,385
			8	2,44	8,77	5,51	7,64	6,392	12,196	9,289	9,289
			9			0,41	0,57	0,476	0,909	1,385	—
III	1,450	1,305	10			0,57	0,68	0,744	0,986	—	1,730
			11	1,82	10,59	7,64	9,23	9,970	13,384	11,677	11,677
			12				0,68	0,744	0,986	1,730	—
II	1,450	1,450	13			0,68	0,76	0,986	1,102	—	2,088
			14	1,22	11,81	9,23	10,29	13,384	14,921	14,153	14,153
			15			0,68	0,76	0,986	1,102	2,088	—
I	0,26	1,450	16			0,76	0,80	1,102	0,208	—	1,310
			17	0,61	12,42	10,29	10,82	14,921	2,813	8,867	8,867
			18			0,76	0,80	1,102	0,208	1,310	—
Niv sous RDC		0,54	19			0,80		0,432			
			20			10,82		5,843			
			21			0,80		0,432			

Moments en travée et efforts tranchants sous \vec{S}_{IH}

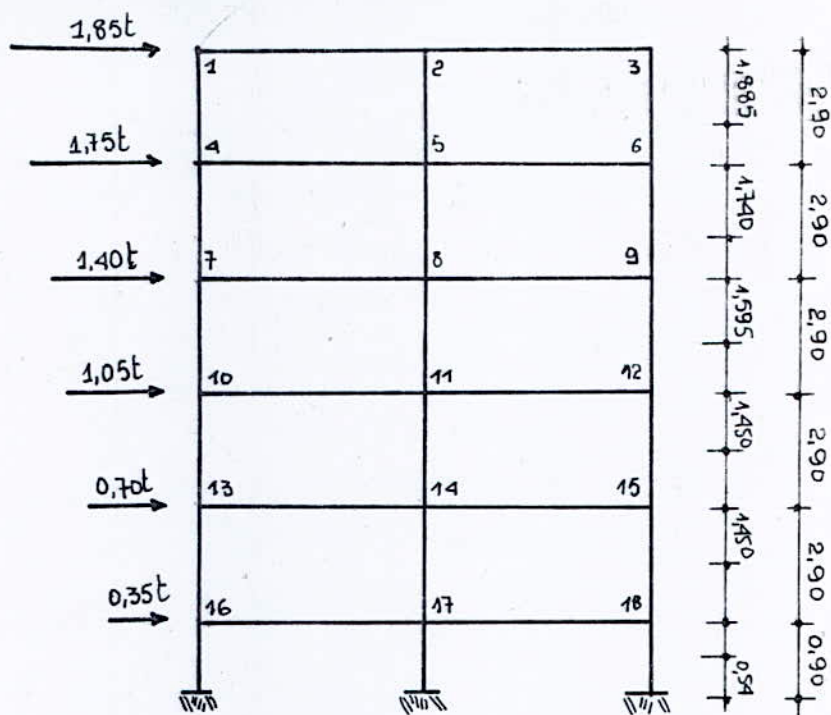
(Portique - Transversal II-II a/
intermédiaire)

Niveau	Travée	M_e (tm)	M_w (tm)	M_t (tm)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	0,336	-2,636	-1,150	-0,703	-0,703
	2-3	2,636	-0,336	1,150	-0,703	-0,703
V	4-5	0,926	-6,245	-2,660	-1,630	-1,630
	5-6	6,245	-0,926	2,660	-1,630	-1,630
IV	7-8	1,385	-9,289	-3,952	-2,426	-2,426
	8-9	9,289	-1,385	3,952	-2,426	-2,426
III	10-11	1,730	-11,677	-4,974	-3,047	-3,047
	11-12	11,677	-1,730	4,974	-3,047	-3,047
II	13-14	2,088	-14,153	-6,033	-3,691	-3,691
	14-15	14,153	-2,088	6,033	-3,691	-3,691
I	16-17	1,310	-8,867	-3,779	-2,313	-2,313
	17-18	8,867	-1,310	3,779	-2,313	-2,313

Efforts normaux sous $\vec{S}I_H$ (Portique Transversal II-II.a)
(intermediaire)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN dû au Poteau Sup	N_t (t)
VI	1-4	—	-0,703	/	-0,703
	2-5	-0,703	-0,703		0
	3-6	-0,703	—		+0,703
V	4-7	—	-1,630	-0,703	-2,333
	5-8	-1,630	-1,630	0	0
	6-9	-1,630	—	+0,703	+2,333
IV	7-10	—	-2,426	-2,333	-4,759
	8-11	-2,426	-2,426	0	0
	9-12	-2,426	—	+2,333	4,759
III	10-13	—	-3,047	-4,759	-7,806
	11-14	-3,047	-3,047	0	0
	12-15	-3,047	—	4,759	+7,806
II	13-16	—	-3,691	-7,806	-11,497
	14-17	-3,691	-3,691	0	0
	15-18	-3,691	—	+7,806	+11,497
I	16-19	—	-2,313	-11,497	-13,810
	17-20	-2,313	-2,313	0	0
	18-21	-2,313	—	11,497	13,810

Portique transversal de rive (II-II b)



Les forces horizontales qui sollicitent le portique ont été déterminées dans l'étude sismique.

Pour le portique transversal de rive, les inerties des poteaux sont égales

on a :
$$F = \frac{\sum F \times 1}{0,8 + 1 + 0,8} = 0,385 \sum F \quad \text{pour un poteau intermédiaire}$$

$$F = \frac{\sum F \times 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 0,308 \sum F \quad \text{pour un poteau de rive}$$

les inerties et les portées libres des poutres sont constantes :

$$K_e = K_w = \frac{I_e}{\alpha_e} = \frac{I_w}{\alpha_w}$$

Noeud de rive
$$\frac{K_e}{K_e + K_e} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 1$$

Noeud centrale
$$\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,5$$

Moments en appuis sous $\vec{S}I_H$ (Portique Transversal II-II_b)
(de rive)

NIVEAU	ah (m)	bh (m)	Nœud	F (t)	ΣF (t)	F _n (t)	F _s (t)	M _n (tm)	M _s (tm)	M _w (tm)	M _e (tm)
VI	1,885	/	1	1,85	1,85	/	0,570	/	1,074	—	1,074
			2				0,710		1,338	0,669	
			3				0,570		1,074	1,074	—
V	1,740	1,015	4	1,75	3,60	0,570	1,109	0,579	1,930	—	2,509
			5			0,710	1,386	0,721	2,412	1,567	1,567
			6			0,570	1,109	0,579	1,930	2,509	—
IV	1,595	1,160	7	1,40	5,00	1,109	1,540	1,286	2,456	—	3,742
			8			1,386	1,925	1,608	3,070	2,340	2,340
			9			1,109	1,540	1,286	2,456	3,742	—
III	1,450	1,305	10	1,05	6,05	1,540	1,860	2,010	2,697	—	4,707
			11			1,925	2,330	2,512	3,379	2,946	2,946
			12			1,540	1,860	2,010	2,697	4,707	—
II	1,450	1,450	13	0,70	6,75	1,860	2,080	2,697	3,016	—	5,713
			14			2,330	2,600	3,379	3,770	3,575	3,575
			15			1,860	2,080	2,697	3,016	5,713	—
I	0,26	1,450	16	0,35	7,10	2,080	2,187	3,016	0,569	—	3,585
			17			2,600	2,734	3,770	0,711	2,241	2,241
			18			2,080	2,187	3,016	0,569	3,585	—
NIVEAU FOND	/	0,54	19	/	/	2,187	/	1,181	/	/	/
			20			2,734		1,476			
			21			2,187		1,181			

Moments en travée et efforts tranchants sous \vec{S}_{IH}

(Portique Transversal II-II_b)
de rive

Niveau	Travée	M_e (tm)	M_w (tm)	M_t (tm)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	1,070	-0,669	-0,200	-0,414	-0,414
	2-3	0,669	-1,070	+0,200	-0,414	-0,414
V	4-5	2,509	-1,567	-0,471	-0,970	-0,970
	5-6	1,567	-2,509	+0,471	-0,970	-0,970
IV	7-8	3,742	-2,340	-0,701	-1,448	-1,448
	8-9	2,340	-3,742	+0,701	-1,448	-1,448
III	10-11	4,707	-2,946	-0,881	-1,822	-1,822
	11-12	2,946	-4,707	+0,881	-1,822	-1,822
II	13-14	5,713	-3,575	-1,069	-2,211	-2,211
	14-15	3,575	-5,713	+1,069	-2,211	-2,211
I	16-17	3,585	-2,241	-0,672	-1,387	-1,387
	17-18	2,241	-3,585	+0,672	-1,387	-1,387

Efforts normaux sous $\vec{S}I_H$ (Portique Transversal II-II b)
(de rive)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN d \bar{a} au Poteau sup	N_t (t)
VI	1-4	—	-0,414	/	-0,414
	2-5	-0,414	-0,414		0
	3-6	-0,414	—		+0,414
V	4-7	—	-0,970	-0,414	-1,384
	5-8	-0,970	-0,970	0	0
	6-9	-0,970	—	+0,414	+1,384
IV	7-10	—	-1,448	-1,384	-2,832
	8-11	-1,448	-1,448	0	0
	9-12	-1,448	—	+1,384	2,832
III	10-13	—	-1,822	-2,832	-4,654
	11-14	-1,822	-1,822	0	0
	12-15	-1,822	—	2,832	+4,654
II	13-16	—	-2,211	-4,654	-6,865
	14-17	-2,211	-2,211	0	0
	15-18	-2,211	—	+4,654	+6,865
I	16-19	—	-1,387	-6,865	-8,252
	17-20	-1,387	-1,387	0	0
	18-21	-1,387	—	6,865	+8,252

ETUDE AU VENT

La vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous l'action du vent doit être faite obligatoirement sous l'action des surcharges normales et extrêmes

Pression dynamique

L'action élémentaire d'une force unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donnée par le produit $C \times q$

C un coefficient de pression

q pression dynamique fonction de la vitesse du vent

$$q = \frac{v^2}{16,3}$$

Alger étant située dans la région II ce qui correspond aux valeurs suivantes :

pression dynamique de base normale $q_n = 71,4 \text{ kgf/cm}^2$
pression dynamique de base extrême $q_e = 125 \text{ kgf/cm}^2$

on a le rapport $\frac{q_e}{q_n} = 1,75$

Effet de la hauteur au dessus du sol

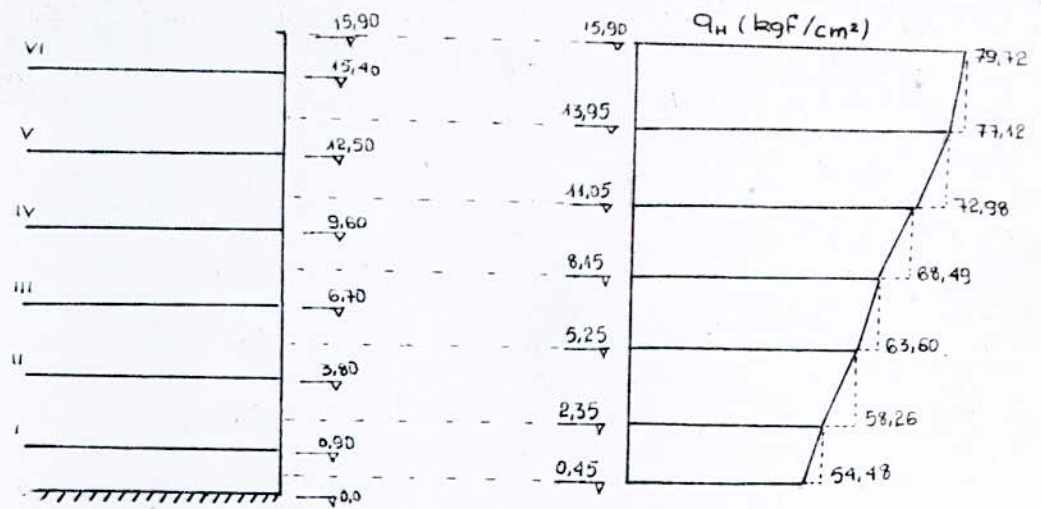
q_H est la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol

pour $0 < H < 500 \text{ m}$ on a $\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$

hauteur H m	0	0,45	2,35	5,25	8,15	11,05	13,95	15,90
q_H kgf/cm^2	53,55	54,48	58,26	63,60	68,49	72,98	77,12	79,72

Effet de site

On est en site normal dans une région II $\rightarrow K_s = 1$ (R 1,232)



Effet de dimension (R III.2)

Les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un élément de construction peuvent être affectés d'un coefficient de réduction δ en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent intéressant l'élément considéré.

Les dimensions les plus défavorables sont 4,80 m en largeur et 15,90 m en longueur

$$H < 30 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,80 \quad \text{fig III 2 (N.V 65)}$$

L'action résultante sur une paroi est $p_r = (C_e - C_i) q_r$

C_e : coefficient caractérisant les actions extérieures

C_i : coefficient caractérisant les actions intérieures

Rapport de dimensions λ

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{15,90}{17} = 0,935$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{15,90}{9,6} = 1,656$$

Coefficient α_0

$$\alpha_0 = f(\lambda_a, \lambda_b) \quad \text{fig III 5 (N.V 65)}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{9,6}{17,0} = 0,565 \quad \alpha_0 = 1$$

Actions intérieures

surpression
depression

$$C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \alpha_0) = +0,3$$

$$C_i = -0,6 (1,3 \alpha_0 - 0,8) = -0,3$$

Actions extérieures

face au vent

$$C_e = +0,8$$

face sous le vent

$$C_e = - (1,3 \alpha_0 - 0,8) = -0,5$$

Actions resultantes sur les parois

on doit combiner les actions interieures et exterieures de maniere à obtenir l'effet le plus defavorable

$$\begin{array}{l} \text{au vent} \\ \text{sous le vent} \end{array} \quad \begin{array}{l} (C_e - C_i)_{\max} = 0,8 - (-0,3) = +1,1 \\ (C_e - C_i)_{\max} = -0,5 - 0,3 = -0,8 \end{array}$$

Action dynamique

Pour tenir compte de l'effet des actions paralleles à la direction du vent, on multiplie à chaque niveau les pressions dynamiques normales par un coefficient de majoration dynamique superieur ou égal à l'unité.

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

ξ : coefficient de réponse fonction de la periode $\xi = f(T)$

$$T = 0,09 \frac{h}{l_x} = 0,09 \frac{15,90}{17} = 0,347 \text{ s}$$

la figure RIII-3 donne $\xi = f(T) \rightarrow \xi = 0,3$

θ : coefficient global dependant du type de construction

$$H < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,7$$

z : coefficient de pulsation determine en fonction de H pour chaque niveau considere

$$H = 15,90 \text{ m} \rightarrow z = 0,35$$

$$\text{On aura } \beta = \theta (1 + \xi \cdot z) = 0,7 (1 + 0,3 \times 0,35) = 0,77$$

on prendra $\beta = 1$

Determination de q_n

face au vent :

$$q_n = q_H \cdot (C_e - C_i) \cdot K_s \cdot \delta = 0,88 \cdot q_H$$

Niveau	0	1	2	3	4	5	6
$q_H \text{ kgf/m}^2$	54,48	58,26	63,60	68,49	72,98	77,12	79,72
$q_n \text{ kgf/m}^2$	47,94	51,27	55,97	60,27	64,22	67,86	70,15

face sous le vent

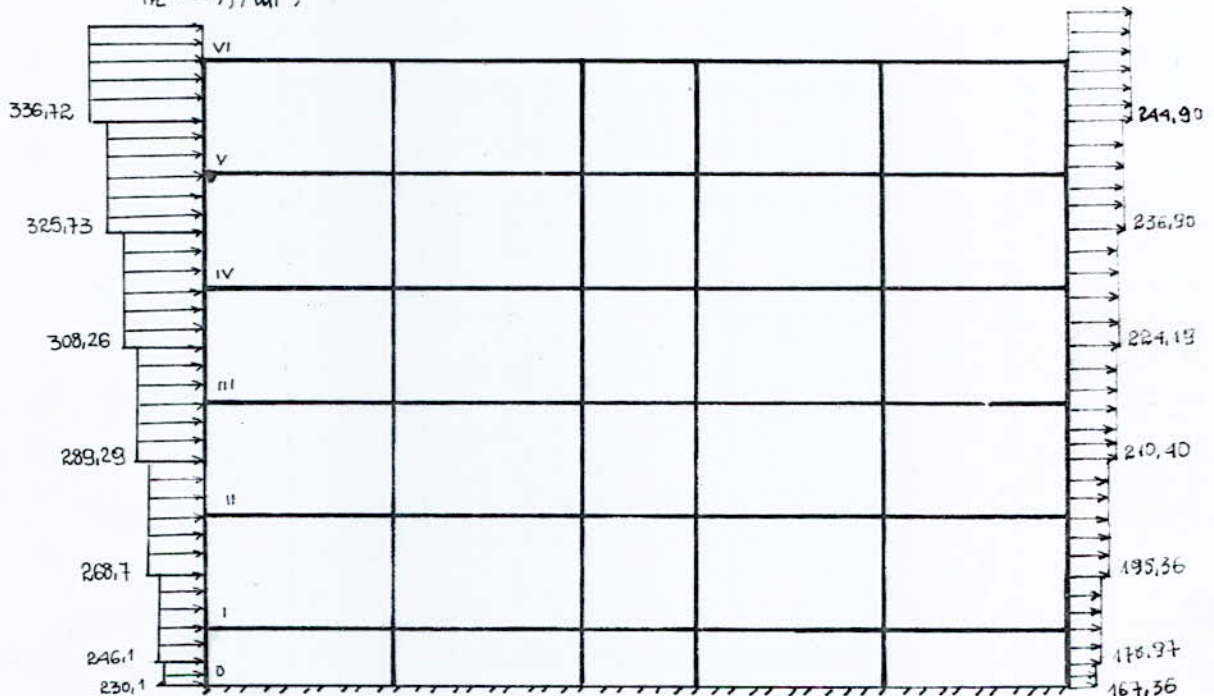
$$q_n = q_H \cdot (C_e - C_i) \cdot K_s \cdot \delta = -0,64 q_H$$

Niveau	0	1	2	3	4	5	6
$q_H \text{ kgf/m}^2$	54,48	58,26	63,60	68,49	72,98	77,12	19,72
$q_n \text{ kgf/m}^2$	34,87	37,29	40,70	43,83	46,71	49,36	51,02

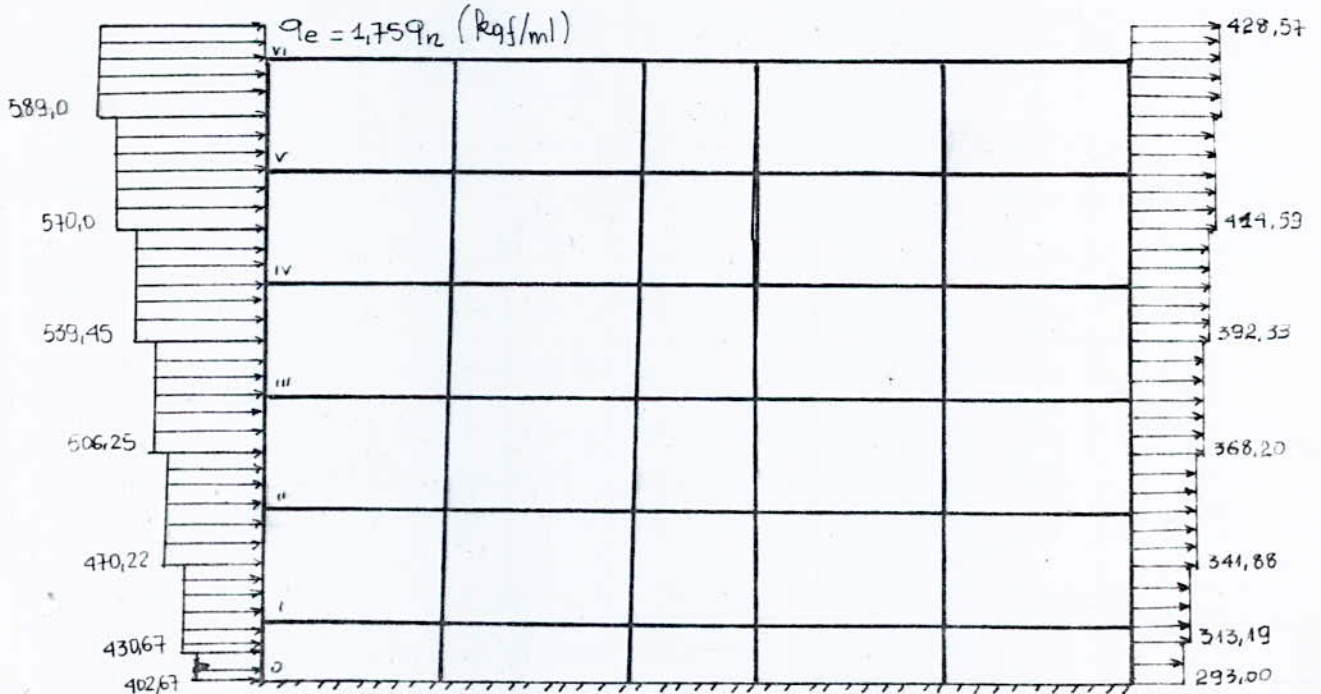
Portique Longitudinal

Les charges réparties horizontales agissant sur le portique longitudinal central sont :

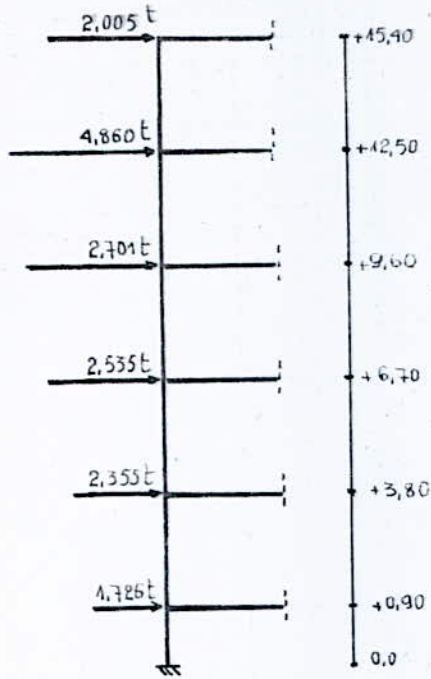
$$q_n \text{ (kgf/ml)}$$



$$q_e = 1,75 q_n \text{ (kgf/ml)}$$

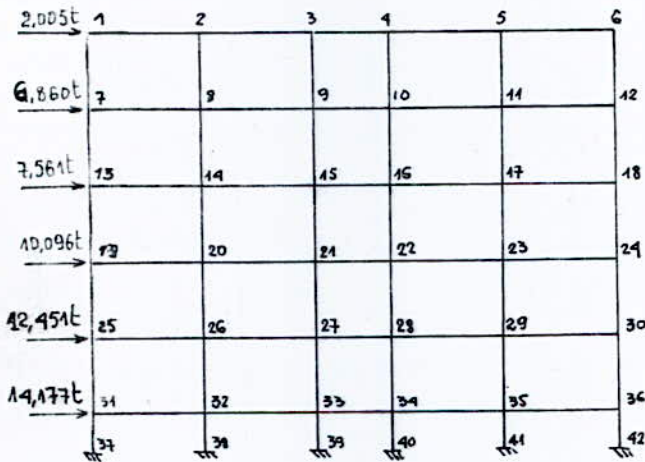


en concentrant les charges réparties de $q_{\text{extrême}}$ sur les nœuds



Remarque : Les forces concentrées dues au vent sont nettement inférieures aux forces concentrées dues au seisme horizontal. Les forces latérales qui seront prises en compte pour le calcul de la structure seront celles dues au seisme, pour les sollicitations du 2^e genre. Néanmoins, on déterminera les efforts dus au vent pour les sollicitations du 1^{er} genre.

Méthode de BOWMAN (la méthode a déjà été exposée dans le chapitre du seisme horizontal)



Les inerties des poteaux sont constantes, on aura pour un niveau considéré :

pour un poteau intermédiaire

$$f = \frac{\sum F \times 1,0}{0,8 + 4 + 0,8} = 0,178 \sum F$$

pour un poteau de rive

$$f = \frac{\sum F \times 0,8}{0,8 + 4 + 0,8} = 0,143 \sum F$$

Les inerties de toutes les poutres sont égales

$$K_w = K_e = \frac{I_w}{\alpha_w} = \frac{I_e}{\alpha_e}$$

Nœud de rive $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 1$ car K_w ou K_e est nul suivant le cas.

Nœud 2 et 5 $K_w = \frac{I}{360}$ $K_e = \frac{I}{360}$ $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,5$

Nœud 3 $K_w = \frac{I}{360}$ $K_e = \frac{I}{260}$ $\frac{K_e}{K_e + K_w} = 0,580$ $\frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,419$

Nœud 4 $K_w = \frac{I}{260}$ $K_e = \frac{I}{360}$ $\frac{K_e}{K_e + K_w} = 0,419$ $\frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,580$

Moments en travée, Efforts tranchants sous \vec{V} (Portique longitudinal).

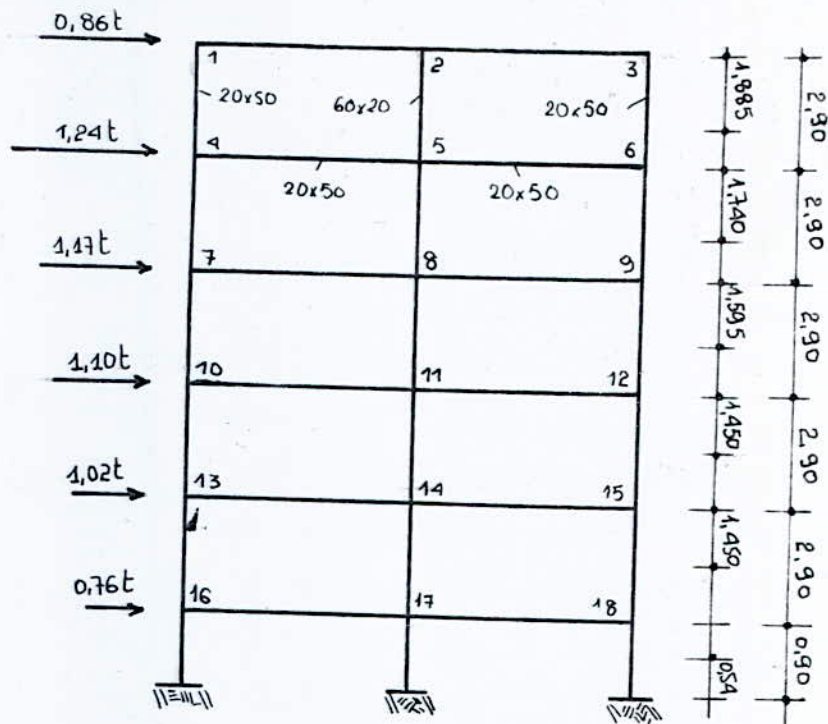
Niveau	Travée	l_m	M_e t.m	M_w t.m	M_t t.m	T_e t	T_w t
VI	1-2	3,40	0,539	0,335	0,102	-0,257	-0,257
	2-3	3,40	0,335	0,281	0,027	-0,181	-0,181
	3-4	2,40	0,389	0,389	0,00	-0,324	-0,324
	4-5	3,40	0,281	0,335	0,027	-0,181	-0,181
	5-6	3,40	0,335	0,539	0,102	-0,257	-0,257
V	7-8	3,40	1,497	0,932	0,282	-0,714	-0,714
	8-9	3,40	0,932	0,781	0,075	-0,504	-0,504
	9-10	2,40	1,082	1,082	0,000	-0,901	-0,901
	10-11	3,40	0,781	0,932	0,075	-0,504	-0,504
	11-12	3,40	0,932	1,497	0,282	-0,714	-0,714
IV	13-14	3,40	2,529	1,573	0,478	-1,206	-1,206
	14-15	3,40	1,573	1,318	0,127	-0,850	-0,850
	15-16	2,40	1,824	1,824	0,000	-1,520	-1,520
	16-17	3,40	1,318	1,573	0,127	-0,850	-0,850
	17-18	3,40	1,573	2,529	0,478	-1,206	-1,206
III	19-20	3,40	3,504	2,180	0,662	-1,672	-1,672
	20-21	3,40	2,180	1,827	0,176	-1,180	-1,180
	21-22	2,40	2,529	2,529	0,000	-2,107	-2,107
	22-23	3,40	1,827	2,180	0,176	-1,180	-1,180
	23-24	3,40	2,180	3,504	0,662	-1,672	-1,672
II	25-26	3,40	4,675	2,906	0,884	-2,230	-2,230
	26-27	3,40	2,906	2,435	0,235	-1,570	-1,570
	27-28	2,40	3,370	3,370	0,000	-2,808	-2,808
	28-29	3,40	2,435	2,906	0,235	-1,570	-1,570
	29-30	3,40	2,906	4,675	0,884	-2,230	-2,230
I	31-32	3,40	3,674	2,285	0,694	-1,752	-1,752
	32-33	3,40	2,285	1,915	0,185	-1,235	-1,235
	33-34	2,40	2,651	2,651	0,000	-2,209	-2,209
	34-35	3,40	1,915	2,285	0,185	-1,235	-1,235
	35-36	3,40	2,285	3,674	0,694	-1,752	-1,752

Efforts Normaux dans les poteaux, sous ∇

Niveau	Poteau	T_e t	T_w t	Effort Normal du poteau supérieur	N t
VI	1-7		-0,257		+0,257
	2-8	-0,257	-0,181		-0,076
	3-9	-0,181	-0,324		+0,143
	4-10	-0,324	-0,181		-0,143
	5-11	-0,181	-0,257		+0,076
	6-12	-0,257			-0,257
V	7-13		-0,714	+0,257	+0,971
	8-14	-0,714	-0,504	-0,076	-0,286
	9-15	-0,504	-0,901	+0,143	+0,570
	10-16	-0,901	-0,504	-0,143	-0,570
	11-17	-0,504	-0,714	+0,076	+0,286
	12-18	-0,714		-0,257	-0,971
IV	13-19		-1,206	+0,971	+2,177
	14-20	-1,206	-0,850	-0,286	-0,642
	15-21	-0,850	-1,520	+0,570	+1,210
	16-22	-1,520	-0,850	-0,570	-1,210
	17-23	-0,850	-1,206	+0,286	+0,642
	18-24	-1,206		-0,971	-2,177
III	19-25		-1,672	+2,177	+3,849
	20-26	-1,672	-1,180	-0,642	-1,134
	21-27	-1,180	-2,107	+1,210	+2,137
	22-28	-2,107	-1,180	-1,210	-2,137
	23-29	-1,180	-1,672	+0,642	+1,134
	24-30	-1,672		-2,177	-3,849
II	25-31		-2,230	+3,849	+6,079
	26-32	-2,230	-1,570	-1,134	-1,794
	27-33	-1,570	-2,808	+2,137	+3,375
	28-34	-2,808	-1,570	-2,137	-3,375
	29-35	-1,570	-2,230	+1,134	+1,794
	30-36	-2,230		-3,849	-6,079
I	31-37		-1,752	+6,079	+7,830
	32-38	-1,752	-1,235	-1,794	-2,310
	33-39	-1,235	-2,209	+3,375	+4,350
	34-40	-2,209	-1,235	-3,375	-4,350
	35-41	-1,235	-1,752	+1,794	+2,310
	36-42	-1,752		-6,079	-7,830

rem: $N > 0$ compression
 $N < 0$ traction

Portique transversal intermediaire II-II_a



Les forces horizontales qui sollicitent le portique ont été déterminées dans l'étude au vent.

Pour le portique transversal intermediaire, les inerties des poteaux ne sont pas égales :

poteau de rive $I_r = \frac{50 \cdot 20^3}{12} = 3,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

poteau central $I_c = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{0,8 I_r \sum F}{0,8 I_r + I_c + 0,8 I_r} = \frac{0,8 \cdot 3,33 \sum F}{36 + 1,6 \cdot 3,3} = 0,0645 \sum F \quad \text{pour un poteau de rive}$$

$$f = \frac{I_c \sum F}{0,8 I_r + I_c + 0,8 I_r} = \frac{36 \sum F}{36 + 1,6 \cdot 3,3} = 0,871 \sum F \quad \text{pour un poteau central}$$

les inerties et les portées libres des poutres sont constantes

Nœud de rive $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_{ev}} = 1$

Nœud central $\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,5$

Moments en appuis sous \vec{V} (Portique Transversal II-II_a)

NIVEAU	ah (m)	bh (m)	Nœud	F (t)	ΣF (t)	F _n (t)	F _s (t)	M _n (tm)	M _s (tm)	M _w (tm)	M _e (tm)
VI	1,885		1	0,86	0,86		0,055		0,104	—	0,104
			2				0,749		1,412	0,706	0,706
			3				0,055		0,104	0,104	—
V	1,740	1,015	4	1,24	2,10	0,055	0,135	0,056	0,235	—	0,291
			5			0,749	1,829	0,760	3,182	1,971	1,971
			6			0,055	0,135	0,056	0,235	0,291	—
IV	1,595	1,160	7	1,17	3,27	0,135	0,211	0,157	0,337	—	0,494
			8			1,829	2,848	2,122	4,543	3,333	3,333
			9			0,135	0,211	0,157	0,337	0,494	—
III	1,450	1,305	10	1,10	4,37	0,211	0,282	0,275	0,409	—	0,684
			11			2,848	3,806	3,717	5,519	4,618	4,618
			12			0,211	0,282	0,275	0,409	0,684	—
II	1,450	1,450	13	1,02	5,39	0,282	0,348	0,409	0,505	—	0,914
			14			3,806	4,695	5,519	6,808	6,164	6,164
			15			0,282	0,348	0,409	0,505	0,914	—
I	0,26	1,450	16	0,76	6,15	0,348	0,397	0,505	0,090	—	0,595
			17			4,695	5,357	6,808	1,393	4,101	4,101
			18			0,348	0,397	0,505	0,090	0,595	—
Niveau Fond		0,54	19			0,397		0,214			
			20			5,357		2,893			
			21			0,397		0,214			

Moments en travée et efforts tranchants sous \vec{V}

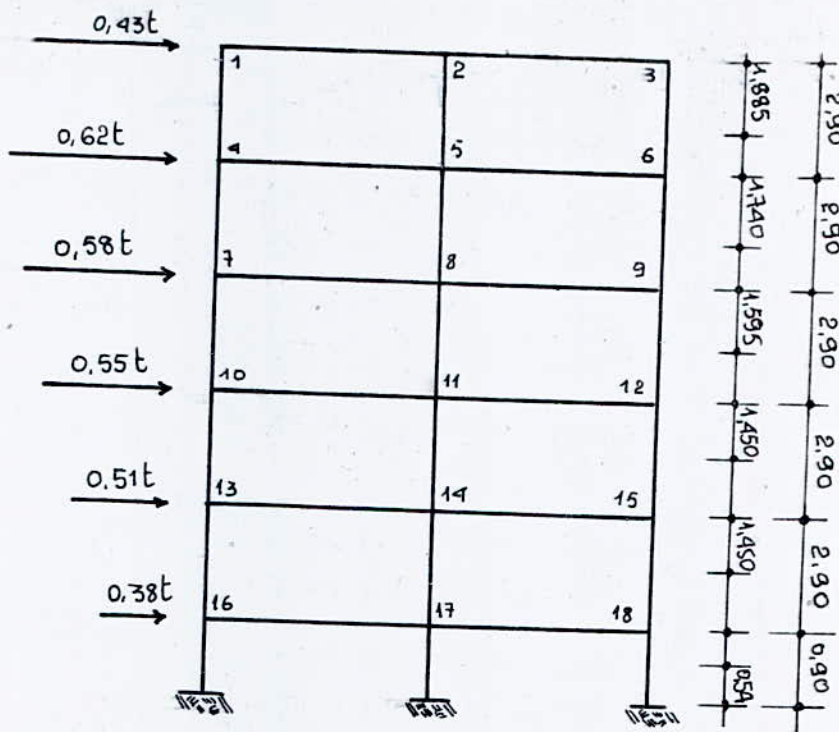
(Portique Transversal II-II_a)

Niveau	Travée	M_e (tm)	M_w (tm)	M_t (tm)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	0,104	-0,706	-0,301	-0,184	-0,184
	2-3	0,706	-0,104	0,301	-0,184	-0,184
V	4-5	0,291	-1,971	-0,840	-0,514	-0,514
	5-6	1,971	-0,291	0,840	-0,514	-0,514
IV	7-8	0,494	-3,333	-1,420	-0,870	-0,870
	8-9	3,333	-0,494	1,420	-0,870	-0,870
III	10-11	0,684	-4,618	-1,967	-1,205	-1,205
	11-12	4,618	-0,684	1,967	-1,205	-1,205
II	13-14	0,914	-6,164	-2,625	-1,608	-1,608
	14-15	6,164	-0,914	2,625	-1,608	-1,608
I	16-16	0,595	-4,101	-1,753	-1,067	-1,067
	17-18	4,101	-0,595	1,753	-1,067	-1,067

Efforts normaux sous ∇ (Portique Transversal II-II'a/)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN clà au Poteau Sup	N_t (t)
VI	1-4	—	-0,184	/	-0,184
	2-5	-0,184	-0,184		0
	3-6	-0,184	—		+0,184
V	4-7	—	-0,514	-0,184	-0,698
	5-8	-0,514	-0,514	0	0
	6-9	-0,514	—	+0,184	+0,698
IV	7-10	—	-0,870	-0,698	-1,568
	8-11	-0,870	-0,870	0	0
	9-12	-0,870	—	+0,698	+1,568
III	10-13	—	-1,205	-1,568	-2,773
	11-14	-1,205	-1,205	0	0
	12-15	-1,205	—	+1,568	+2,773
II	13-16	—	-1,608	-2,773	-4,381
	14-17	-1,608	-1,608	0	0
	15-18	-1,608	—	+2,773	+4,381
I	16-19	—	-1,067	-4,381	-5,448
	17-20	-1,067	-1,067	0	0
	18-21	-1,067	—	+4,381	+5,448

Portique transversal de rive II-IIb



Les forces horizontales qui sollicitent le portique sont déterminées lors de l'étude au vent.

Pour le portique transversal de rive, les inerties des poteaux sont égales

on a
$$f = \frac{\sum F \times 1}{0,8 + 1 + 0,8} = 0,385 \sum F \quad \text{pour un poteau intermédiaire}$$

$$f = \frac{\sum F \times 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 0,308 \sum F \quad \text{pour un poteau de rive}$$

Les inerties et les portées libres des poutres sont constantes.

Nœud de rive
$$\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 1$$

Nœud central
$$\frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_w}{K_e + K_w} = 0,5$$

Moments en appuis sous \vec{V} (Portique Transversal II-II_b)

NIVEAU	ah (m)	bh (m)	Nœud	F (t)	ΣF (t)	F _n (t)	F _s (t)	M _n (tm)	M _s (tm)	M _w (tm)	M _e (tm)
VI	1,885		1	0,43	0,43				0,249	—	0,249
			2						0,313	0,157	0,157
			3						0,249	0,249	—
V	1,740	1,015	4	0,62	1,05				0,562	—	0,696
			5						0,703	0,436	0,436
			6						0,562	0,696	—
IV	1,595	1,160	7	0,585	1,635				0,804	—	1,179
			8						1,003	0,736	0,736
			9						0,804	1,179	—
III	1,450	1,305	10	0,55	2,185				0,976	—	1,634
			11						1,219	1,02	1,02
			12						0,976	1,634	—
II	1,450	1,450	13	0,51	2,695				1,204	—	2,180
			14						1,504	1,362	1,362
			15						1,204	2,180	—
I	0,26	1,450	16	0,38	3,075				0,246	—	1,450
			17						0,308	0,906	0,906
			18						0,246	1,450	—
Niveau fond		0,54	19						0,511		
			20						0,639		
			21						0,511		

Moments en travée et efforts tranchants sous \vec{V}

(Portique Transversal II-II b/)

Niveau	Travée	M_e (tm)	M_w (tm)	M_t (tm)	T_e (t)	T_w (t)
VI	1-2	0,249	-0,157	-0,046	-0,097	-0,097
	2-3	0,157	-0,249	0,046	-0,097	-0,097
V	4-5	0,696	-0,436	-0,130	-0,270	-0,270
	5-6	0,436	-0,696	0,130	-0,270	-0,270
IV	7-8	1,179	-0,736	-0,222	-0,456	-0,456
	8-9	0,736	-1,179	0,222	-0,456	-0,456
III	10-11	1,634	-1,020	-0,307	-0,632	-0,632
	11-12	1,020	-1,634	0,307	-0,632	-0,632
II	13-14	2,180	-1,362	-0,409	-0,843	-0,843
	14-15	1,362	-2,180	0,409	-0,843	-0,843
I	16-17	1,450	-0,906	-0,272	-0,561	-0,561
	18-19	0,906	-1,450	0,272	-0,561	-0,561

Efforts normaux sous \checkmark (Portique Transversal II-II b/)

Niveau	Poteau	T_w (t)	T_e (t)	EN dû au Poteau Sup	N_t (t)
VI	1-4	—	-0,097	/	-0,097
	2-5	-0,097	-0,097		0
	3-6	-0,097	—		+0,097
V	4-7	—	-0,270	-0,097	-0,367
	5-8	-0,270	-0,270	0	0
	6-9	-0,270	—	+0,097	+0,367
IV	7-10	—	-0,456	-0,327	-0,823
	8-11	-0,456	-0,456	0	0
	9-12	-0,456	—	+0,327	+0,823
III	10-13	—	-0,632	-0,823	-1,455
	11-14	-0,632	-0,632	0	0
	12-15	-0,632	—	+0,823	+1,455
II	13-16	—	-0,843	-1,455	-2,298
	14-17	-0,843	-0,843	0	0
	15-18	-0,843	—	+1,455	+2,298
I	16-19	—	-0,561	-2,298	-2,859
	17-20	-0,561	-0,561	0	0
	18-21	-0,561	—	+2,298	+2,859

Superposition des Sollicitations

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, de résistance et à la stabilité de forme, on aura à considérer les sollicitations pondérées suivantes :

- (G) la sollicitation due à la surcharge permanente
- (P) la sollicitation due aux surcharges d'exploitation
- (V) la sollicitation due aux surcharges climatiques normales
- (SI) la sollicitation due au seisme
- (W) la sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.

remarque : les effets de retrait et de température sont négligés car un joint de dilatation est prévu pour le bâtiment.

Les sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre

$$S = (G) + 1,2(P)$$
$$S_1 = (G) + (P) + (V)$$

Les sollicitations totales pondérées du 2^{eme} genre

$$S_2 = (G) + 1,2(P) + 1,5(V)$$
$$S_2' = (G) + (P) + \gamma_w(W) \quad \gamma_w : \text{depend des surcharges d'exploitation}$$
$$S_2'' = (G) + (P) + (SI)$$

- La sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à prendre en compte sera la plus défavorable des combinaisons $(G) + 1,2(P)$ et $(G) + (P) + (\sqrt{V})$

- La sollicitation totale pondérée du 2^{eme} genre à prendre en compte sera $(G) + (P) + (SI)$ (le seisme l'emporte largement sur les autres sollicitations)

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure dont les sollicitations les plus défavorables résultent de la combinaison des systèmes (SI_H) et (SI_V) Les PS69 Art 3, III-2 préconisent que le système (SI_V) doit être associé en chaque cas au système (SI_H) .

En outre, pour le seisme horizontal, on prendra en compte 1/5 des surcharges d'exploitation et la totalité des surcharges d'exploitation pour le seisme vertical.

Pour le calcul d'un poteau fleché en béton armé, il convient de considérer, en dehors des moments de flexion dus aux sollicitations sismiques latérales, les combinaisons de charges verticales suivantes :

Calcul de l'armature tendue :

- charges permanentes
- 1/5 des surcharges d'exploitation
- Composantes sismiques verticales dirigées vers le haut.

Calcul du béton comprimé :

- charges permanentes
- totalité des surcharges d'exploitation
- Composantes sismiques verticales dirigées vers le bas.

Les combinaisons seront exprimées sous les sollicitations suivantes :

$$1^{\text{er}} \text{ genre } \begin{cases} (G) + 1,2(P) \\ (G) + (P) + (V) \end{cases}$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre } \begin{cases} (G) + \left(\frac{P}{5}\right) + (SI_H) + (SI_V) \\ (G) + (P) + (SI_V) \end{cases} \quad \begin{array}{l} SI_H \text{ seisme horizontal} \\ SI_V \text{ seisme vertical} \end{array}$$

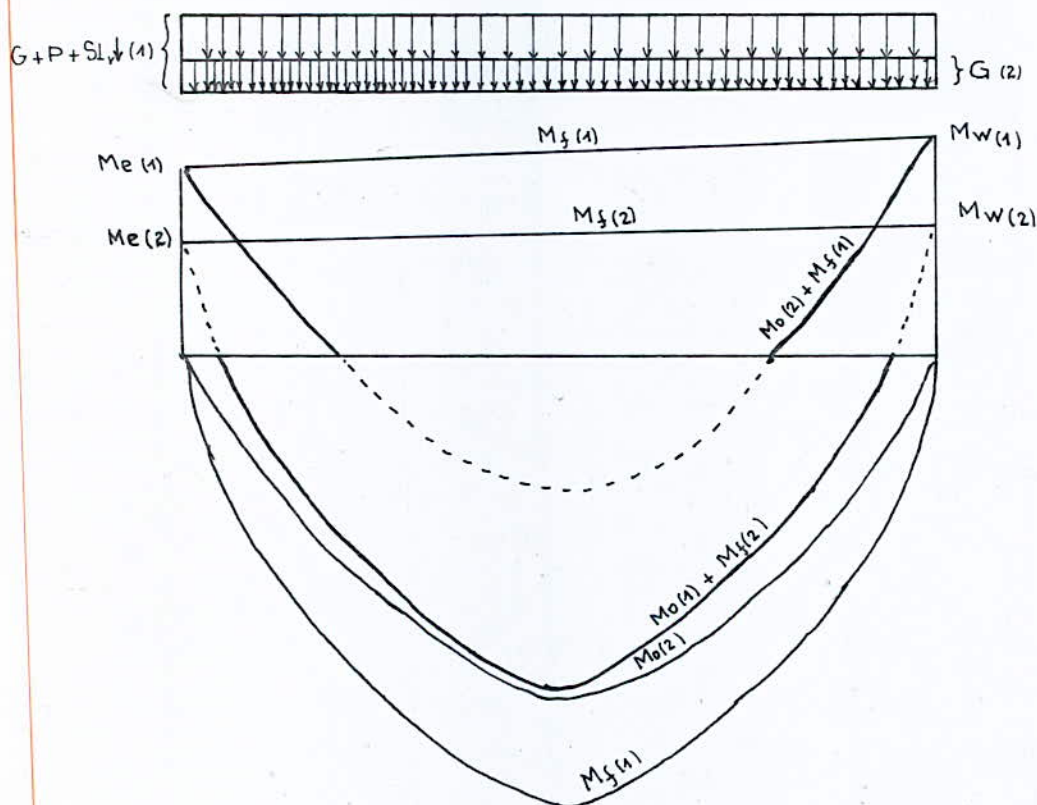
Evaluation des moments en travées (Sous les différentes combinaisons) CCCBA 68 art 12 A

Pour déterminer les moments en travées, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue
- et pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue, dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

A. la combinaison la plus défavorable pour le calcul des moments en appuis et en travées des poutres sous charges verticales est $G + P + SI_V$

La figure suivante illustre le procédé de construction des diagrammes enveloppes



B. La combinaison la plus défavorable pour le calcul des moments en appuis et en travées des poutres sous charges verticales et horizontales est :

$$G + \frac{P}{5} + \overleftrightarrow{SI_H}$$

En effectuant cette superposition, les forces horizontales qui agissent sur le bâtiment ont un caractère alternatif

$$S_{calculé} = S_{vertical} \pm S_{horizontal}$$

Combinaison des moments flechissants dans les poutres longitudinales

Niveau	III												II						I					
	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	25-26	26-27	27-28	28-29	29-30	31-32	32-33	33-34	34-35	35-36									
Traverse	Mw	-0,812	-0,614	-0,614	-0,812	-0,812	-0,614	-0,614	-0,812	-0,812	-0,812	-0,614	-0,614	-0,812	-0,812									
	Me	-0,812	-0,812	-0,614	-0,614	-0,812	-0,812	-0,614	-0,614	-0,812	-0,812	-0,614	-0,614	-0,812	-0,812									
G	Mw	-0,055	-0,033	-0,033	-0,055	-0,055	-0,033	-0,033	-0,055	-0,055	-0,055	-0,033	-0,033	-0,055	-0,055									
	Me	-0,055	-0,055	-0,033	-0,033	-0,055	-0,055	-0,033	-0,033	-0,055	-0,055	-0,033	-0,033	-0,055	-0,055									
P	Mw	-2,180	-4,821	-2,529	-2,180	-3,504	-2,906	-2,435	-3,370	-2,906	-4,615	-2,285	-4,915	-2,651	-3,675									
	Me	-2,180	-4,821	-2,529	-2,180	-3,504	-2,906	-2,435	-3,370	-2,906	-4,615	-2,285	-4,915	-2,651	-3,675									
V	Mw	3,504	2,180	2,529	4,821	2,180	2,906	3,370	2,435	2,906	3,675	2,285	2,651	4,915	2,285									
	Me	3,504	2,180	2,529	4,821	2,180	2,906	3,370	2,435	2,906	3,675	2,285	2,651	4,915	2,285									
V	Mw	2,180	4,821	2,529	2,180	3,504	2,906	2,435	3,370	2,906	4,615	2,285	2,651	4,915	2,285									
	Me	2,180	4,821	2,529	2,180	3,504	2,906	2,435	3,370	2,906	4,615	2,285	2,651	4,915	2,285									
SI _H	Mw	-6,011	-5,092	-7,050	-6,011	-9,116	-1,350	-6,159	-8,526	-1,350	-4,880	-4,090	-5,660	-4,880	-7,850									
	Me	-6,011	-5,092	-7,050	-6,011	-9,116	-1,350	-6,159	-8,526	-1,350	-4,880	-4,090	-5,660	-4,880	-7,850									
SI _H	Mw	9,116	6,011	7,050	5,092	6,011	1,350	6,159	8,526	1,350	4,880	4,090	5,660	4,880	7,850									
	Me	9,116	6,011	7,050	5,092	6,011	1,350	6,159	8,526	1,350	4,880	4,090	5,660	4,880	7,850									
G + 1,2P	Mw	-9,116	-6,011	-7,050	-5,092	-6,011	-1,350	-6,159	-8,526	-1,350	-4,880	-4,090	-5,660	-4,880	-7,850									
	Me	-9,116	-6,011	-7,050	-5,092	-6,011	-1,350	-6,159	-8,526	-1,350	-4,880	-4,090	-5,660	-4,880	-7,850									
G + P + V	Mw	-0,818	-0,651	-0,651	-0,818	-0,818	-0,651	-0,651	-0,818	-0,818	-0,818	-0,651	-0,651	-0,818	-0,818									
	Me	-0,818	-0,651	-0,651	-0,818	-0,818	-0,651	-0,651	-0,818	-0,818	-0,818	-0,651	-0,651	-0,818	-0,818									
G + P + V	Mt	4,311	4,009	0,929	4,009	1,311	4,009	0,929	4,009	4,311	4,311	4,311	4,009	0,929	4,311									
	Mw	-3,041	-2,411	-3,419	-3,041	-3,504	-3,773	-3,085	-4,020	-3,773	-4,615	-2,565	-3,301	-3,452	-3,674									
G + P + V	Me	3,504	4,313	4,879	4,313	4,615	2,039	2,720	4,785	2,039	3,674	4,418	2,001	4,265	4,418									
	Mt	1,854	4,060	0,839	0,708	2,016	4,149	0,839	0,649	0,308	4,886	4,069	0,839	0,699	0,498									
G + P + V	Mw	1,313	4,117	4,879	1,313	3,504	2,039	4,785	2,720	4,039	4,675	1,418	4,265	2,001	4,418									
	Me	-3,504	-3,041	-3,419	-3,041	-3,504	-3,773	-3,085	-4,020	-3,773	-4,615	-2,565	-3,301	-3,452	-3,674									
G + P + V	Mt	0,530	0,708	0,839	1,060	4,854	0,308	0,649	0,839	4,149	2,016	0,498	0,699	4,069	4,886									
	Mw	-6,944	-5,142	-7,700	-6,944	-9,116	-6,809	-9,116	-8,217	-4,820	-5,747	-4,740	-6,310	-5,747	-7,850									
G + P + V	Me	9,116	5,210	6,400	4,442	5,210	6,483	7,876	5,509	6,483	7,850	4,013	5,010	3,440	4,013									
	Mt	3,032	4,370	0,839	0,398	-0,658	3,582	4,419	0,839	0,289	-4,158	2,672	4,214	0,839	0,494									
G + P + V	Mw	5,210	4,442	6,400	5,210	9,116	6,483	7,876	6,483	11,820	4,013	3,440	5,010	4,013	7,850									
	Me	-9,116	-6,944	-7,700	-5,742	-6,944	-4,820	-8,217	-6,809	-8,217	-7,850	-5,747	-6,310	-4,740	-5,747									
G + P + V	Mt	-0,658	0,398	0,839	4,370	3,032	-1,458	0,289	0,839	4,419	3,582	-0,288	0,494	0,839	4,214									
	Mw	-6,900	-5,116	-7,674	-6,900	-9,116	-8,173	-6,783	-9,150	-8,173	-4,820	-5,703	-4,714	-6,284	-5,703									
G + P + V	Me	9,116	5,254	6,426	4,468	5,254	6,521	7,902	5,535	6,521	7,850	4,057	5,036	3,466	4,057									
	Mt	2,536	0,864	0,419	-0,408	-4,164	3,066	0,973	0,419	-0,211	-4,664	2,166	0,768	0,419	-0,794									
G + P + V	Mw	5,254	4,468	6,426	5,254	9,116	6,521	7,902	6,521	11,820	4,057	3,466	5,036	4,057	7,850									
	Me	-9,116	-6,900	-7,674	-5,716	-6,900	-4,820	-8,173	-9,150	-8,173	-7,850	-5,747	-6,310	-4,714	-5,747									
G + P + V	Mt	-4,164	-0,108	0,419	0,864	2,536	-4,664	-0,211	0,419	0,973	3,066	-0,794	0,419	0,768	2,166									
	Mw	-6,944	-5,142	-7,700	-6,944	-9,116	-6,809	-9,116	-8,217	-4,820	-5,747	-4,740	-6,310	-5,747	-7,850									
G + P + V	Me	9,116	5,210	6,400	4,442	5,210	6,483	7,876	5,509	6,483	7,850	4,013	5,010	3,440	4,013									
	Mt	3,032	4,370	0,839	0,398	-0,658	3,582	4,419	0,839	0,289	-4,158	2,672	4,214	0,839	0,494									
G + P + V	Mw	5,210	4,442	6,400	5,210	9,116	6,483	7,876	6,483	11,820	4,013	3,440	5,010	4,013	7,850									
	Me	-9,116	-6,944	-7,700	-5,742	-6,944	-4,820	-8,217	-6,809	-8,217	-7,850	-5,747	-6,310	-4,740	-5,747									
G + P + V	Mt	-0,658	0,398	0,839	4,370	3,032	-1,458	0,289	0,839	4,419	3,582	-0,288	0,494	0,839	4,214									
	Mw	-6,900	-5,116	-7,674	-6,900	-9,116	-8,173	-6,783	-9,150	-8,173	-4,820	-5,703	-4,714	-6,284	-5,703									
G + P + V	Me	9,116	5,254	6,426	4,468	5,254	6,521	7,902	5,535	6,521	7,850	4,057	5,036	3,466	4,057									
	Mt	2,536	0,864	0,419	-0,408	-4,164	3,066	0,973	0,419	-0,211	-4,664	2,166	0,768	0,419	-0,794									
G + P + V	Mw	5,254	4,468	6,426	5,254	9,116	6,521	7,902	6,521	11,820	4,057	3,466	5,036	4,057	7,850									
	Me	-9,116	-6,900	-7,674	-5,716	-6,900	-4,820	-8,173	-9,150	-8,173	-7,850	-5,747	-6,310	-4,714	-5,747									
G + P + V	Mt	-4,164	-0,108	0,419	0,864	2,536	-4,664	-0,211	0,419	0,973	3,066	-0,794	0,419	0,768	2,166									
	Mw	-6,944	-5,142	-7,700	-6,944	-9,116	-6,809	-9,116	-8,217	-4,820	-5,747	-4,740	-6,310	-5,747	-7,850									
G + P + V	Me	9,116	5,210	6,400	4,442	5,210	6,483	7,876	5,509	6,483	7,850	4,013	5,010	3,440	4,013									
	Mt	3,032	4,370	0,839	0,398	-0,658	3,582	4,419	0,839	0,289	-4,158	2,672	4,214	0,839	0,494									
G + P + V	Mw	5,210	4,442	6,400	5,210	9,116	6,483	7,876	6,483	11,820	4,013	3,440	5,010	4,013	7,850									
	Me	-9,116	-6,944	-7,700	-5,742	-6,944	-4,820	-8,217	-6,809	-8,217	-7,850	-5,747	-6,310	-4,740	-5,747									
G + P + V	Mt	-0,658	0,398	0,839	4,370	3,032	-1,458	0,289	0,839	4,419	3,582	-0,288	0,494	0,839	4,214									
	Mw	-6,900	-5,116	-7,674	-6,900	-9,116	-8,173	-6,783	-9,150	-8,173	-4,820	-5,703	-4,714	-6,284	-5,703									
G + P + V	Me	9,116	5,254	6,426	4,468	5,254	6,521	7,902	5,535	6,521	7,850	4,057	5,036	3,466	4,057									
	Mt	2,536	0,864	0,419	-0,408	-4,164	3,066	0,973	0,419	-0,211	-4,664	2,166	0,768	0,419	-0,794									
G + P + V	Mw	5,254	4,468	6,426	5,254	9,116	6,521	7,902	6,521	11,820	4,057	3,466	5,036	4,057	7,850									
	Me	-9,116	-6,900	-7,674	-5,716	-6,900	-4,820	-8,173	-9,150	-8,173	-7,850	-5,747	-6,310	-4,714	-5,747									
G + P + V	Mt	-4,164	-0,108	0,419	0,864	2,536	-4,664	-0,211	0,419	0,973	3,066	-0,794	0,419	0,768	2,166									
	Mw	-6,944	-5,142	-7,700	-6,944	-9,116	-6,809	-9,116	-8,217	-4,820	-5,747	-4,740	-6,310	-5,747	-7,850									
G + P + V	Me	9,116	5,210	6,400	4,442	5,210	6,483	7,876	5,509	6,483	7,850	4,013	5,010	3,440	4,013									
	Mt	3,032	4,370	0,839	0,398	-0,658	3,582	4,419	0,839	0,289	-4,158	2,672	4,214	0,839	0,494									
G + P + V	Mw	5,210	4,442	6,400	5,210	9,116	6,483	7,876	6,483	11,820	4,013	3,440	5,010	4,013	7,850									
	Me	-9,116	-6,944	-7,700	-5,742	-6,944	-4,820	-8,217	-6,809	-8,217	-7,850	-5,747	-6,310	-4,740	-5,747									
G + P + V	Mt	-0,658	0,398	0,839	4,370	3,032	-1,458	0,289	0,839	4,419	3,582	-0,288	0,494	0,839	4,214									
	Mw	-6,900	-5,116	-7,674	-6,900	-9,116	-8,173	-6,783	-9,150	-8,173	-4,820	-5,703	-4,714	-6,284	-5,703									
G + P + V	Me	9,116	5,254	6,426	4,468	5,254	6,521	7,902	5,535	6,521	7,850	4,057	5,036	3,466	4,0									

Efforts tranchants dans les poutres longitudinales

		VI						V						IV					
		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18			
G	T _w	-4,105	-0,803	-0,638	-4,006	-0,703	-4,316	-4,079	-4,677	-4,194	-0,898	-4,376	-4,079	-4,677	-4,194	-0,898			
	Te	0,703	4,006	0,638	0,803	4,105	0,898	4,194	4,677	4,079	4,376	0,898	4,194	4,079	4,677	0,898			
P	T _w	-0,052	-0,038	-0,030	-0,042	-0,033	-0,090	-0,068	-0,075	-0,081	-0,058	-0,090	-0,068	-0,075	-0,081	-0,058			
	Te	0,033	0,042	0,030	0,035	0,052	0,058	0,081	0,075	0,068	0,058	0,090	0,068	0,075	0,081	0,058			
V	T _w	-0,257	-0,181	-0,324	-0,181	-0,257	-0,714	-0,504	-0,904	-0,504	-0,714	-1,206	-0,850	-1,520	-0,850	-1,206			
	Te	0,257	0,181	0,324	0,181	0,257	0,714	0,504	0,904	0,504	0,714	1,206	0,850	1,520	0,850	1,206			
V	T _w	0,257	0,481	0,324	0,481	0,257	0,714	0,504	0,904	0,504	0,714	1,206	0,850	1,520	0,850	1,206			
	Te	0,257	0,481	0,324	0,481	0,257	0,714	0,504	0,904	0,504	0,714	1,206	0,850	1,520	0,850	1,206			
S _L	T _w	-4,080	-0,767	-4,372	-0,767	-4,080	-2,567	-4,765	-3,448	-4,765	-2,567	-3,716	-2,610	-4,680	-2,610	-3,716			
	Te	4,080	0,767	4,372	0,767	4,080	2,567	4,765	3,448	4,765	2,567	3,716	2,610	4,680	2,610	3,716			
G + 1/2 P	T _w	-4,467	-0,848	-0,674	-4,056	-0,743	-4,484	-4,160	-4,767	-4,291	-0,967	-4,484	-4,160	-4,767	-4,291	-0,967			
	Te	0,743	4,056	0,674	0,848	4,167	0,967	4,291	4,767	4,160	4,484	0,967	4,291	4,767	4,160	4,484			
G + P + V	T _w	-4,414	-4,022	-0,992	-4,230	-0,993	-2,480	-4,651	-2,653	-1,800	-4,670	-2,672	-2,00	-3,272	-2,125	-2,762			
	Te	0,479	+0,867	+0,992	+0,660	+0,900	+0,242	+0,768	+0,851	+0,640	+0,752	-0,250	+0,425	-0,366	+0,297	+0,260			
G + P + V	T _w	-0,900	-0,660	-0,992	-0,867	-0,479	-0,752	-0,640	-0,851	-0,768	-0,242	-0,260	-0,291	0,366	-0,425	0,250			
	Te	0,993	4,230	0,992	4,022	4,414	4,670	4,800	2,653	1,651	2,180	2,462	2,125	3,272	2,000	2,672			
G + P + S _L	T _w	-2,237	-4,608	-2,104	-4,845	-4,846	-3,973	-2,942	-4,900	-3,040	-3,523	-5,482	-3,757	-6,432	-3,885	-4,672			
	Te	0,344	-0,284	-0,704	-0,074	-0,077	-1,611	-0,490	-4,396	-0,618	-4,101	-2,760	-4,335	-2,928	-4,463	-2,250			
G + P + S _L	T _w	0,077	0,1074	0,704	0,281	0,344	1,401	0,618	4,396	0,490	4,611	2,250	4,463	2,928	4,335	2,760			
	Te	4,846	4,815	2,104	4,608	2,237	+3,523	-3,1040	-4,900	-2,912	-3,973	-5,482	-3,885	-6,432	-3,757	-4,672			
G + P + S _L	T _w	-2,495	-4,577	-2,049	-4,784	-4,789	-3,904	-2,857	-4,840	-2,975	-3,476	-5,410	-3,703	-6,372	-3,820	-4,626			
	Te	0,370	-0,375	-0,724	-0,401	-0,419	-4,662	-0,555	-4,456	-0,672	-4,173	-2,806	-4,400	-2,988	-4,517	-2,322			
G + P + S _L	T _w	0,419	0,401	0,724	0,315	0,370	4,473	0,672	4,456	0,555	4,662	2,322	4,400	2,988	4,400	2,806			
	Te	4,789	4,781	2,019	4,577	2,195	3,476	2,975	4,840	2,857	3,901	4,626	3,820	6,372	3,703	5,410			

Efforts Tranchants dans les poutres Longitudinales

			III						II						I					
			19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	25-26	26-27	27-28	28-29	29-30	31-32	32-33	33-34	34-35	35-36			
G	Tw	-4,376	-4,079	-4,677	-4,194	-0,898	-4,376	-4,079	-4,677	-4,194	-0,898	-4,376	-4,079	-4,677	-4,194	-0,898				
	Te	0,898	4,194	4,677	4,079	1,376	0,898	4,194	4,677	4,079	1,376	0,898	4,194	4,677	4,079	1,376				
P	Tw	-0,090	-0,068	-0,075	-0,084	-0,058	-0,090	-0,068	-0,075	-0,081	-0,058	-0,090	-0,068	-0,075	-0,081	-0,058				
	Te	0,058	0,081	0,075	0,068	0,090	0,058	0,081	0,075	0,068	0,090	0,058	0,081	0,075	0,068	0,090				
\vec{V}	Tw	-1,672	-1,480	-2,107	-1,480	-1,672	-2,230	-1,570	-2,808	-1,570	-2,230	-1,570	-2,808	-1,570	-2,230	-1,570				
	Te	-4,672	-4,180	-2,107	-4,180	-4,672	-2,230	-4,570	-2,808	-4,570	-2,230	-4,570	-2,808	-4,570	-2,230	-4,570				
\vec{V}	Tw	1,672	1,480	2,107	1,480	1,672	2,230	1,570	2,808	1,570	2,230	1,570	2,808	1,570	2,230	1,570				
	Te	4,672	4,180	2,107	4,180	4,672	2,230	4,570	2,808	4,570	2,230	4,570	2,808	4,570	2,230	4,570				
$\vec{S}L_u$	Tw	-4,660	-3,280	-5,875	-3,280	-4,660	-5,340	-3,970	-7,050	-3,970	-5,340	-3,970	-7,050	-3,970	-5,340	-3,970				
	Te	-4,660	-3,280	-5,875	-3,280	-4,660	-5,340	-3,970	-7,050	-3,970	-5,340	-3,970	-7,050	-3,970	-5,340	-3,970				
$\vec{S}L_u$	Tw	4,660	3,280	5,875	3,280	4,660	5,340	3,970	7,050	3,970	5,340	3,970	7,050	3,970	5,340	3,970				
	Te	4,660	3,280	5,875	3,280	4,660	5,340	3,970	7,050	3,970	5,340	3,970	7,050	3,970	5,340	3,970				
G + 1/2 P	Tw	-1,484	-1,160	-1,767	-1,160	-0,967	-1,484	-1,160	-1,767	-1,160	-0,967	-1,484	-1,160	-1,767	-1,160	-0,967				
	Te	0,967	1,291	1,767	1,160	1,484	0,967	1,291	1,767	1,160	1,484	0,967	1,291	1,767	1,160	1,484				
G + P + \vec{V}	Tw	-3,138	-2,327	-3,859	-2,455	-2,628	-3,696	-2,717	-4,560	-2,845	-3,186	-2,717	-4,560	-2,845	-3,186	-2,717				
	Te	-0,716	+0,095	-0,355	-0,033	-0,206	-1,274	-0,295	-1,056	-0,423	-0,764	-0,295	-1,056	-0,423	-0,764	-0,295				
G + P + \vec{V}	Tw	0,206	0,033	0,355	0,095	0,716	0,764	0,423	1,056	0,295	1,274	0,295	1,056	0,423	1,274	0,295				
	Te	2,628	2,455	3,859	2,327	3,138	3,186	2,845	4,560	2,717	3,696	2,717	3,696	2,717	3,696	2,717				
G + P + $\vec{S}L_u$	Tw	-6,126	-4,427	-7,627	-4,555	-5,616	-6,806	-5,117	-8,802	-5,245	-6,296	-5,245	-8,802	-5,245	-6,296	-5,245				
	Te	-3,704	-2,005	-4,123	-2,144	-3,194	-4,384	-2,695	-5,298	-2,823	-3,874	-2,823	-5,298	-2,823	-3,874	-2,823				
G + P + $\vec{S}L_u$	Tw	3,194	2,144	4,123	2,005	3,704	3,874	2,823	5,298	2,695	4,384	2,695	4,384	2,695	4,384	2,695				
	Te	5,616	4,555	7,627	4,427	6,126	6,296	5,245	8,802	5,117	6,806	5,117	6,806	5,117	6,806	5,117				
G + $\frac{P}{5}$ + $\vec{S}L_u$	Tw	-6,054	-4,373	-7,567	-4,490	-5,570	-6,734	-5,063	-8,742	-5,180	-6,250	-5,180	-8,742	-5,180	-6,250	-5,180				
	Te	-3,750	-2,070	-4,183	-2,198	-3,266	-4,43	-2,760	-5,358	-2,877	-3,946	-2,877	-5,358	-2,877	-3,946	-2,877				
G + $\frac{P}{5}$ + $\vec{S}L_u$	Tw	3,266	2,198	4,183	2,070	3,750	3,946	2,877	5,358	2,760	4,430	2,760	5,358	2,760	4,430	2,760				
	Te	5,570	4,490	7,567	4,373	6,054	6,250	5,180	8,742	5,063	6,734	5,063	8,742	5,063	6,734	5,063				

Moments en travées dans les poutres longitudinales

Niveau	travée	$\frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$	G + P			G + 1,2P			G + $\frac{P}{5}$		
			q t/m	M ₀ t.m	M _t t.m	q t/m	M ₀ t.m	M _t t.m	q t/m	M ₀ t.m	M _t t.m
VI	1-2	0,342	0,557	0,805	0,463	0,562	0,812	0,470	0,537	0,776	0,434
	2-3	0,310	0,557	0,805	0,295	0,562	0,812	0,302	0,537	0,776	0,266
	3-4	0,338	0,557	0,401	0,063	0,562	0,405	0,067	0,537	0,386	0,048
	4-5	0,310	0,557	0,805	0,295	0,562	0,812	0,302	0,537	0,776	0,266
	5-6	0,342	0,557	0,805	0,463	0,562	0,812	0,470	0,537	0,776	0,434
V	7-8	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
	8-9	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	9-10	0,617	2,023	1,456	0,839	2,148	1,546	0,929	1,523	1,096	0,479
	10-11	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	11-12	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
IV	13-14	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
	14-15	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	15-16	0,617	2,023	1,456	0,839	2,148	1,546	0,929	1,523	1,096	0,479
	16-17	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	17-18	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
III	19-20	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
	20-21	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	21-22	0,617	2,023	1,456	0,839	2,148	1,546	0,929	1,523	1,096	0,479
	22-23	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	23-24	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
II	25-26	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
	26-27	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	27-28	0,617	2,023	1,456	0,839	2,148	1,546	0,929	1,523	1,096	0,479
	28-29	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	29-30	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
I	31-32	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686
	32-33	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	33-34	0,617	2,023	1,456	0,839	2,148	1,546	0,929	1,523	1,096	0,479
	34-35	0,714	1,106	1,598	0,884	1,193	1,723	1,009	0,756	1,092	0,378
	35-36	0,406	1,106	1,598	1,192	1,193	1,723	1,317	0,756	1,092	0,686

NIVEAU	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
Combinaison	Mw	-3,770	-0,587	-3,550	-0,935	-3,520	-0,974	-3,520	-0,974	-3,520	-0,974	-3,520
	Mc	-0,587	-3,770	-0,935	-3,550	-0,974	-3,520	-0,974	-3,520	-0,974	-3,520	-0,974
G	Mw	-0,758	-0,118	-1,234	-0,325	-1,222	-0,337	-1,222	-0,337	-1,222	-0,337	-1,222
	Mc	-0,118	-0,758	-0,325	-1,234	-0,337	-1,222	-0,337	-1,222	-0,337	-1,222	-0,337
P	Mw	-0,758	-0,118	-0,683	-0,180	-0,541	-0,150	-0,403	-0,111	-0,271	-0,075	-0,102
	Mc	-0,118	-0,758	-0,180	-0,683	-0,150	-0,403	-0,111	-0,271	-0,075	-0,102	-0,102
S _{IV} ↓	Mw	0,758	0,118	0,683	0,180	0,541	0,150	0,403	0,111	0,271	0,075	0,102
	Mc	0,118	0,758	0,180	0,683	0,150	0,403	0,111	0,271	0,075	0,102	0,102
S _{IV} ↑	Mw	-2,696	-0,396	-6,245	-0,926	-9,289	-1,385	-11,677	-14,153	-2,088	-0,914	-4,101
	Mc	0,396	-2,696	0,926	-6,245	1,385	-9,289	11,677	14,153	2,088	-0,914	-4,101
S _{IH} →	Mw	2,696	0,396	6,245	0,926	9,289	1,385	11,677	14,153	2,088	0,914	4,101
	Mc	0,396	2,696	0,926	6,245	1,385	9,289	11,677	14,153	2,088	0,914	4,101
S _{IH} ←	Mw	-0,396	-2,696	-0,926	-6,245	-1,385	-9,289	-11,677	-14,153	-2,088	-0,914	-4,101
	Mc	-2,696	-0,396	-6,245	-0,926	-9,289	-1,385	-11,677	-14,153	-2,088	-0,914	-4,101
V ↓	Mw	0,706	0,104	1,971	0,291	3,333	0,494	4,618	0,914	6,164	0,914	4,101
	Mc	0,104	0,706	0,291	1,971	0,494	3,333	0,914	4,618	6,164	0,914	4,101
V ↑	Mw	-0,104	-0,706	-0,291	-1,971	-0,494	-3,333	-4,618	-0,914	-6,164	-0,914	-4,101
	Mc	-0,706	-0,104	-1,971	-0,291	-0,494	-3,333	-4,618	-0,914	-6,164	-0,914	-4,101
G+1/2 P	Mw	-4,680	-0,729	-5,031	-1,325	-4,986	-1,378	-4,986	-1,378	-4,986	-1,378	-4,986
	Mc	-0,729	-4,680	-1,325	-5,031	-1,378	-4,986	-1,378	-4,986	-1,378	-4,986	-1,378
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	3,206	3,206	3,976	3,976	3,972	3,972	3,972	3,972	3,972	3,972	3,972
	Mc	3,206	3,206	3,976	3,976	3,972	3,972	3,972	3,972	3,972	3,972	3,972
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-8,015	-1,224	-11,712	-2,366	-14,572	-2,846	-16,822	-3,152	-19,166	-3,474	-12,527
	Mc	-1,224	-8,015	-2,366	-11,712	-2,846	-14,572	-3,152	-16,822	-3,474	-12,527	-3,474
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,791	5,091	1,856	7,176	0,391	8,295	0,803	9,145	-2,027	10,039	0,100
	Mc	5,091	2,791	1,856	7,176	0,391	8,295	0,803	9,145	-2,027	10,039	0,100
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-2,623	-0,432	-0,514	-0,778	-0,076	4,006	0,308	6,532	0,702	9,140	0,1702
	Mc	-0,432	-2,623	-0,514	-0,778	-0,076	4,006	0,308	6,532	0,702	9,140	0,1702
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,791	5,091	1,856	7,176	0,391	8,295	0,803	9,145	-2,027	10,039	0,100
	Mc	5,091	2,791	1,856	7,176	0,391	8,295	0,803	9,145	-2,027	10,039	0,100
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-5,827	-0,884	-9,359	-1,741	-12,512	-2,276	-15,038	-2,660	-17,646	-3,054	-11,589
	Mc	-0,884	-5,827	-1,741	-9,359	-2,276	-12,512	-2,660	-15,038	-2,660	-11,589	-3,054
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	0,274	2,574	0,106	3,131	0,494	5,274	0,800	6,918	1,122	8,142	10,660
	Mc	2,574	0,274	0,106	3,131	0,494	5,274	0,800	6,918	1,122	8,142	10,660
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-0,435	-0,092	-1,131	-0,106	-1,066	0,494	-3,030	-0,800	-3,924	-1,122	-3,054
	Mc	-0,092	-0,435	-1,131	-0,106	-1,066	0,494	-3,030	-0,800	-3,924	-1,122	-3,054
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,574	0,274	4,267	-1,053	5,724	-2,180	6,918	-3,030	8,142	-3,924	10,660
	Mc	0,274	2,574	-1,053	4,267	-2,180	6,918	-3,030	8,142	-3,924	10,660	-3,924
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-5,234	-0,803	-6,755	-1,551	-8,075	-1,805	-10,995	-2,225	-11,046	-2,225	-11,046
	Mc	-0,803	-5,234	-1,551	-6,755	-1,805	-10,995	-2,225	-11,046	-2,225	-11,046	-2,225
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	2,742	3,346	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
	Mc	3,346	2,742	2,851	4,531	2,251	5,091	1,704	6,296	1,046	2,225	1,046
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-3,822	-0,601	-2,813	-0,969	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-9,360	-9,360	-9,360
	Mc	-0,601	-3,822	-0,969	-2,813	-9,817	-0,9124	-9,627	-9,395	-		

Valcurs des moments en travée pour les differentes combinaisons (Portique transversal II-III)

NIVEAU	IV		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
TRAVEREE	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
	$\frac{Mc+Mw}{2}$ (G) (t/m)											
G + P	1,042	1,042	1,110	1,110	1,115	1,115	1,115	1,115	1,115	1,115	1,173	1,173
	1,076	1,076	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222
	q (t/ml)	1,076	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222	1,222
	M _o (t/m)	2,373	2,635	2,635	2,635	2,635	2,635	2,635	2,635	2,635	2,635	2,635
	M _t (t/m)	1,331	1,331	1,585	1,585	1,580	1,580	1,580	1,580	1,580	1,522	1,522
G + 1,2 P	1,112	1,112	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285
	2,452	2,452	2,833	2,833	2,833	2,833	2,833	2,833	2,833	2,833	2,833	2,833
	q (t/ml)	1,112	1,112	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285
	M _o (t/m)	1,410	1,410	1,723	1,723	1,718	1,718	1,718	1,718	1,718	1,660	1,660
	M _t (t/m)	1,410	1,410	1,723	1,723	1,718	1,718	1,718	1,718	1,718	1,660	1,660
G + P + S _{iv} ↓	1,280	1,280	1,415	1,415	1,376	1,376	1,338	1,338	1,299	1,299	1,260	1,260
	2,822	2,822	3,120	3,120	3,034	3,034	2,950	2,950	2,864	2,864	2,778	2,778
	q (t/ml)	1,280	1,280	1,415	1,415	1,376	1,376	1,338	1,299	1,299	1,260	1,260
	M _o (t/m)	1,780	1,780	2,010	2,010	1,919	1,919	1,835	1,835	1,749	1,605	1,605
	M _t (t/m)	1,780	1,780	2,010	2,010	1,919	1,919	1,835	1,835	1,749	1,605	1,605
G + $\frac{P}{5}$ + S _{iv} ↑	0,728	0,728	0,777	0,777	0,816	0,816	0,854	0,854	0,893	0,893	0,932	0,932
	1,605	1,605	1,713	1,713	1,739	1,739	1,883	1,883	1,969	1,969	2,055	2,055
	q (t/ml)	0,728	0,728	0,777	0,777	0,816	0,816	0,854	0,893	0,893	0,932	0,932
	M _o (t/m)	0,563	0,563	0,603	0,603	0,684	0,684	0,768	0,768	0,854	0,882	0,882
	M _t (t/m)	0,563	0,563	0,603	0,603	0,684	0,684	0,768	0,768	0,854	0,882	0,882

Valeurs des moments en travée pour les différentes combinaisons (Portique Transversal II-III)

NIVEAU	VI		V		IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18
TRAVÉE	$\frac{M_e + M_w}{2} (G)$											
	2,179	2,179	2,243	2,243	2,247	2,247	2,247	2,247	2,247	2,247	2,205	2,205
	2,153	2,153	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444
G + P	$Q (t/m)$											
	2,153	2,153	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444	2,444
	5,210	5,210	5,914	5,914	5,914	5,914	5,914	5,914	5,914	5,914	5,914	5,914
G + 1,2 P	$M_e (t_m)$											
	3,031	3,031	3,671	3,671	3,667	3,667	3,667	3,667	3,667	3,667	3,709	3,709
	2,225	2,225	2,570	2,570	2,570	2,570	2,570	2,570	2,570	2,570	2,570	2,570
G + P + S _{uv} ↓	$Q (t/m)$											
	2,529	2,529	2,793	2,793	2,723	2,723	2,652	2,652	2,584	2,584	2,514	2,514
	6,120	6,120	6,759	6,759	6,590	6,590	6,418	6,418	6,253	6,253	6,084	6,084
G + $\frac{P}{5}$ + S _{uv} ↑	$M_e (t_m)$											
	3,941	3,941	4,516	4,516	4,343	4,343	4,171	4,171	4,006	4,006	3,879	3,879
	1,483	1,483	1,591	1,591	1,661	1,661	1,732	1,732	1,800	1,800	1,870	1,870
G + $\frac{P}{5}$ + S _{uv} ↑	$M_o (t_m)$											
	3,603	3,603	3,850	3,850	4,019	4,019	4,191	4,191	4,356	4,356	4,525	4,525
	1,424	1,424	1,607	1,607	1,772	1,772	1,944	1,944	2,109	2,109	2,320	2,320

NIVEAU	VI										VII										VIII										IX										X									
	Traverse		1-2		2-3		4-5		5-6		7-8		8-9		10-11		11-12		13-14		14-15		16-17		17-18																									
G	Mw	-1,190	-0,893	-1,200	-1,020	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200																										
	Me	-0,893	-1,190	-1,020	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030	-1,200	-1,030																										
P	Mw	-0,239	-0,179	-0,418	-0,355	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418																										
	Me	-0,179	-0,239	-0,355	-0,418	-0,355	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358	-0,418	-0,358																										
S _{IV} ↓	Mw	-0,271	-0,203	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256																										
	Me	-0,203	-0,271	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218	-0,256	-0,218																										
S _{IV} ↑	Mw	0,271	0,203	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256																										
	Me	0,203	0,271	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218	0,256	0,218																										
S _{IH} ←	Mw	0,669	1,074	1,567	2,509	1,567	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742																										
	Me	1,074	0,669	1,567	2,509	1,567	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742	2,509	3,742																										
S _{IH} →	Mw	-1,074	-0,669	-1,567	-2,509	-1,567	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742																										
	Me	-0,669	-1,074	-1,567	-2,509	-1,567	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742	-2,509	-3,742																										
V	Mw	0,157	0,249	0,436	0,696	0,696	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176																										
	Me	0,249	0,157	0,436	0,696	0,696	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176																										
G+1,2 P	Mw	-1,477	-1,108	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477																										
	Me	-1,108	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477	-1,477																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	1,980	1,580	2,481	1,539	2,481	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278																										
	Me	1,580	1,980	2,481	1,539	2,481	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-1,031	-0,201	-0,201	-0,307	0,916	-0,307	0,916	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178																										
	Me	-0,201	-1,031	-0,201	-0,307	0,916	-0,307	0,916	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178	0,517	2,178																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	1,580	1,980	2,481	1,539	2,481	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278																										
	Me	1,980	1,580	2,481	1,539	2,481	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278	2,620	1,278																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-1,636	-1,773	-2,595	-3,382	-3,382	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306																										
	Me	-1,773	-1,636	-2,595	-3,382	-3,382	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306	-3,441	-5,306																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	0,763	0,348	1,636	0,539	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636																										
	Me	0,348	0,763	1,636	0,539	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636	2,816	1,636																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	-0,298	0,348	0,539	1,636	1,261	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737																										
	Me	0,348	-0,298	0,539	1,636	1,261	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737	2,816	1,816	3,737																										
G+P+S _{IH} +S _{IV}	Mw	1,586	-1,321	2,054	-2,071	1,261	-2,564	0,246	-3,022	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792																										
	Me	-1,321	1,586	-2,054	-2,071	1,261	-2,564	0,246	-3,022	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792	-3,568	0,792																										
G+P+V	Mw	1,377	1,285	1,285	1,715	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882																										
	Me	1,285	1,377	1,285	1,715	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882																										
G+P+V	Mw	-1,272	-0,823	-0,679	-1,244	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212																										
	Me	-0,823	-1,272	-0,679	-1,244	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212																										
G+P+V	Mw	1,285	1,377	1,285	1,715	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882																										
	Me	1,377	1,285	1,285	1,715	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882																										
G+P+V	Mw	-1,272	-0,823	-0,679	-1,244	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212																										
	Me	-0,823	-1,272	-0,679	-1,244	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212	-0,882	-0,212																										
G+P+V	Mw	1,285	1,377	1,285	1,715	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882																										
	Me	1,377	1,285	1,285	1,715	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882	1,358	1,882																										

Combinaisons des efforts tranchants (Partique transversal II-II a/)

NIVEAU	VI		V			IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18	
G	TW	-4,660	-3,220	-4,607	-3,373	-4,569	-3,411	-4,569	-3,411	-4,569	-3,411	-4,188	-3,792
	Te	3,220	4,660	3,373	4,607	3,411	4,569	3,411	4,569	3,411	4,569	3,792	4,188
P	TW	-0,937	-0,676	-1,593	-1,211	-1,587	-1,215	-1,587	-1,215	-1,587	-1,215	-1,455	-1,326
	Te	0,676	0,937	1,211	1,593	1,215	1,587	1,215	1,587	1,215	1,587	1,326	1,455
Siv ↓	TW	-0,979	-0,675	-0,872	-0,644	-0,703	-0,525	-0,540	-0,377	-0,377	-0,353	-0,263	-0,162
	Te	0,675	0,979	0,644	0,872	0,525	0,703	0,377	0,510	0,510	0,263	0,353	0,162
Siv ↑	TW	0,979	0,675	0,872	0,644	0,703	0,525	0,540	0,377	0,377	0,353	0,263	0,162
	Te	-0,675	-0,979	-0,644	-0,872	-0,525	-0,703	-0,377	-0,510	-0,510	-0,263	-0,353	-0,162
S _{IH} →	TW	-0,644	-0,644	-1,494	-1,494	-2,224	-2,224	-2,793	-2,793	-3,384	-3,384	-3,384	-2,120
	Te	0,644	0,644	1,494	1,494	2,224	2,224	2,793	2,793	3,384	3,384	3,384	2,120
S _{IH} ←	TW	0,644	0,644	1,494	1,494	2,224	2,224	2,793	2,793	3,384	3,384	3,384	2,120
	Te	-0,644	-0,644	-1,494	-1,494	-2,224	-2,224	-2,793	-2,793	-3,384	-3,384	-3,384	-2,120
V →	TW	-0,184	-0,184	-0,514	-0,514	-0,870	-0,870	-1,205	-1,205	-1,608	-1,608	-1,608	-1,067
	Te	0,184	0,184	0,514	0,514	0,870	0,870	1,205	1,205	1,608	1,608	1,608	1,067
V ←	TW	0,184	0,184	0,514	0,514	0,870	0,870	1,205	1,205	1,608	1,608	1,608	1,067
	Te	-0,184	-0,184	-0,514	-0,514	-0,870	-0,870	-1,205	-1,205	-1,608	-1,608	-1,608	-1,067
G+1,2P	TW	-5,784	-4,031	-6,519	-4,826	-6,473	-4,869	-6,473	-4,869	-6,473	-4,869	-5,934	-5,383
	Te	4,031	5,784	4,826	6,519	4,869	6,473	4,869	6,473	4,869	6,473	5,934	5,383
G+P+S _{IH} +S _{IV}	TW	-7,220	-5,215	-8,566	-6,722	-9,083	-7,375	-9,459	-7,796	-9,125	-8,273	-9,505	-8,273
	Te	5,215	7,220	6,722	8,566	7,375	9,083	7,796	9,459	8,273	9,125	8,273	9,505
G+P+S _{IH} +S _{IV}	TW	-5,932	-3,927	-5,578	-3,734	-4,635	-2,927	-3,873	-2,210	-3,125	-1,505	-3,685	-3,144
	Te	3,927	5,932	3,734	5,578	2,927	4,635	3,873	2,210	3,125	1,505	3,685	3,144
G+P+S _{IH} +S _{IV}	TW	-4,512	-3,324	-5,548	-4,465	-6,407	-5,353	-7,169	-6,070	-7,917	-6,775	-8,437	-7,384
	Te	2,036	3,224	4,477	2,560	0,905	1,959	0,484	1,583	0,007	0,007	1,149	1,791
G+P+S _{IH} +S _{IV}	TW	-3,224	-2,036	-2,560	-1,477	-1,959	-0,905	-1,583	-0,484	-1,149	-0,007	-0,007	-1,791
	Te	3,224	2,036	2,560	1,477	1,959	0,905	1,583	0,484	1,149	0,007	0,007	1,791
G+P+V	TW	-5,781	-4,080	-6,714	-5,098	-7,026	-5,496	-7,361	-5,831	-7,764	-6,234	-6,710	-6,185
	Te	3,712	5,413	4,070	5,686	3,756	5,286	3,421	4,951	3,048	4,548	4,051	4,576
G+P+V	TW	-5,413	-3,712	-5,686	-4,070	-5,286	-3,756	-4,951	-3,421	-4,548	-3,048	-4,576	-4,051
	Te	4,081	5,781	5,098	6,714	5,496	7,026	5,831	7,361	6,234	4,548	6,185	6,710

Combinaisons des efforts tranchants (Portique transversal II-II b₁)

NIVEAU I	VI		V			IV		III		II		I	
	1-2	2-3	4-5	5-6	7-8	8-9	10-11	11-12	13-14	14-15	16-17	17-18	
G	TW	-1,951	-1,803	-1,943	-1,857	-1,940	-1,860	-1,940	-1,860	-1,940	-1,860	-1,940	-1,887
	TE	+1,803	1,951	1,857	1,943	1,860	1,940	1,860	1,940	1,860	1,940	1,887	1,943
P	TW	-0,393	-0,375	-0,676	-0,659	-0,677	-0,659	-0,677	-0,659	-0,677	-0,659	-0,677	-0,666
	TE	0,375	0,393	0,659	0,676	0,659	0,677	0,659	0,677	0,659	0,677	0,666	0,666
S _{IV} ↓	TW	-0,445	-0,442	-0,445	-0,396	-0,330	-0,316	-0,316	-0,249	-0,238	-0,165	-0,158	-0,079
	TE	0,442	0,445	0,396	0,444	0,316	0,330	0,316	0,238	0,249	0,165	0,158	0,079
S _{IV} ↑	TW	0,445	0,442	0,444	0,396	0,330	0,316	0,316	0,249	0,238	0,165	0,158	0,079
	TE	-0,442	-0,445	-0,396	-0,444	-0,316	-0,330	-0,316	-0,249	-0,238	-0,165	-0,158	-0,079
S _{III} →	TW	-0,362	-0,362	-0,849	-0,849	-1,267	-1,267	-1,594	-1,594	-1,935	-1,935	-1,935	-1,214
	TE	0,362	0,362	0,849	0,849	1,267	1,267	1,594	1,594	1,935	1,935	1,935	1,214
S _{III} ←	TW	0,362	0,362	0,849	0,849	1,267	1,267	1,594	1,594	1,935	1,935	1,935	1,214
	TE	-0,362	-0,362	-0,849	-0,849	-1,267	-1,267	-1,594	-1,594	-1,935	-1,935	-1,935	-1,214
V ↓	TW	-0,037	-0,037	-0,270	-0,270	-0,456	-0,456	-0,632	-0,632	-0,843	-0,843	-0,843	-0,561
	TE	0,037	0,037	0,270	0,270	0,456	0,456	0,632	0,632	0,843	0,843	0,843	0,561
V ↑	TW	0,037	0,037	0,270	0,270	0,456	0,456	0,632	0,632	0,843	0,843	0,843	0,561
	TE	-0,037	-0,037	-0,270	-0,270	-0,456	-0,456	-0,632	-0,632	-0,843	-0,843	-0,843	-0,561
G+1,2 P	TW	-2,423	-2,259	-2,154	-2,148	-2,752	-2,651	-2,752	-2,651	-2,752	-2,651	-2,752	-2,680
	TE	2,259	2,423	2,148	2,154	2,752	2,651	2,752	2,651	2,752	2,651	2,752	2,712
G+P + S _{III} + S _{IV} ↓	TW	-3,151	-2,958	-3,882	-3,761	-4,124	-4,102	-4,163	-4,163	-4,717	-4,612	-4,717	-4,445
	TE	2,234	2,427	2,063	2,184	1,568	1,680	1,163	1,163	1,272	0,742	0,847	1,413
G+P + S _{III} + S _{IV} ↑	TW	-2,427	-2,234	-2,184	-2,063	-1,680	-1,568	-1,272	-1,163	-0,847	-0,742	-0,847	-1,413
	TE	2,958	3,151	3,761	3,882	4,102	4,124	4,163	4,163	4,717	4,612	4,717	3,873
G+P + S _{III} + S _{IV} ↓	TW	-1,947	-1,834	-2,513	-2,442	-3,042	-2,943	-3,420	-3,420	-3,845	-3,769	-3,845	-3,154
	TE	1,110	1,223	0,744	0,815	0,409	0,478	0,160	0,232	-0,101	-0,025	0,101	0,752
G+P + S _{III} + S _{IV} ↑	TW	-1,223	-1,110	-0,815	-0,744	-0,478	-0,409	-0,232	-0,160	0,025	0,101	0,079	-0,726
	TE	1,834	1,947	2,442	2,513	2,943	3,042	3,420	3,420	3,769	3,845	3,845	3,180
G+P + V ↓	TW	-2,441	-2,281	-2,889	-2,786	-3,073	-2,975	-3,249	-3,151	-3,460	-3,362	-3,460	-3,109
	TE	2,087	2,247	2,246	2,349	2,063	2,161	1,887	1,985	1,676	1,774	1,774	2,018
G+P + V ↑	TW	-2,247	-2,087	-2,349	-2,246	-2,161	-2,063	-1,985	-1,887	-1,676	-1,774	-1,774	-1,987
	TE	2,281	2,441	2,786	2,889	2,575	3,073	3,151	3,249	3,362	3,460	3,460	3,109

Section d'appui extrême : $M = 2,282 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0184 \longrightarrow \begin{cases} K = 68,5 \\ \varepsilon = 0,9401 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 61,3 < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,229 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2T10 (1,57 \text{ cm}^2)$$

Armatures de chapeaux

Appuis intermédiaires : $M = 2,136 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0172 \longrightarrow \begin{cases} K = 71,0 \\ \varepsilon = 0,9419 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 59,15 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pas d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,148 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T10 (1,57 \text{ cm}^2)$$

Appuis extrêmes : $M = 2,282 \text{ t.m}$ $A = 1,229 \text{ cm}^2$ soit $2T10 (1,57 \text{ cm}^2)$

Sous (S_1) :

Armatures inférieures

Section courante : $M = 0,565 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0069 \longrightarrow \begin{cases} K = 118 \\ \varepsilon = 0,9624 \end{cases}$$

$$A = \frac{56500}{2800 \cdot 20 \cdot 47^2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Section extrême : $M = 0,539 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0065 \longrightarrow \begin{cases} K = 122 \\ \varepsilon = 0,9635 \end{cases}$$

$$A = \frac{53900}{2800 \cdot 0,9635 \cdot 47} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Armatures de chapeaux :

Appuis intermédiaires : $M = 1,051 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0012 \longrightarrow \begin{cases} K = 87,0 \\ \varepsilon = 0,8510 \end{cases}$$

$$A = \frac{105100}{2800 \cdot 0,8510 \cdot 47} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Appui extrême :

$M = 0,539 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0065 \longrightarrow \begin{cases} K = 122 \\ \varepsilon = 0,9635 \end{cases}$$

$$A = 0,42 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif

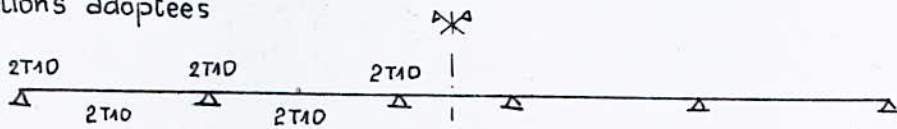
sous (S1)

	Armatures inférieures		Armatures en chapeaux	
	Section Courante	Section extrême	Appui Courant	Appui extrême
$M_{t,m}$	0,565	0,539	1,051	0,539
μ	0,0069	0,0065	0,012	0,0065
K	118	122	87,0	122
ξ	0,9624	0,9635	0,8510	0,9635
A_{cm^2}	0,45 cm ²	0,42	0,94	0,42

Sous (S2)

	Armatures inférieures		Armatures en chapeaux	
	Section Courante	Section extrême	Appui Courant	Appui extrême
$M_{t,m}$	1,276	2,282	2,136	2,282
μ	0,0103	0,0184	0,0172	0,0184
K	95	68,5	71	68,5
ξ	0,9445	0,9401	0,9419	0,9401
A_{cm^2}	0,677	1,23	1,15	1,23

Sections adoptées



Verifications du niveau VI

Condition de flèche

Les CCBA68 Art 61,21 stipulent qu'on peut se dispenser de donner une justification de calcul de flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h_t}{l} = \frac{0,50}{3,4} = 0,147 \gg \begin{cases} \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{10} \cdot \frac{0,893}{0,812} = 0,109 \end{cases} \quad \text{vérifié}$$

$$- \frac{A}{b_o h} \leq \frac{43}{6_{en}} \quad \text{ou bien} \quad A \leq \frac{43}{6_{en}} b_o h = \frac{43}{6_{en}} 20 \cdot 50 = 10,24 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Condition de non entrainement des barres

on doit vérifier $\tau_d = \frac{T}{n p z} \leq \bar{\tau}_d$

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

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{1419}{2 \pi \times 1,0 \times 7/8 \times 47} = 5,47 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$T = T_{max} = 1,414 \text{ t correspondant à l'appui 2 (Ae = 2T10)}$$

Condition aux appuis

on doit avoir $c \gg \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b} = c_o$ $T = 0,993 \text{ t}$ $\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$

c_o : étant la largeur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

la longueur de l'appui $c = 20 \text{ cm} > \frac{2 \times 993}{20 \cdot 68,5} = 1,45 \text{ cm}$ vérifié

Armatures inférieures :

Sur les appuis, les sections des armatures inférieures doivent satisfaire à :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad A \bar{\sigma}_a = 1,57 \cdot 2800 = 4396 \text{ kgf}$$

1^{er} appui $T + \frac{M}{z} = 0,993 + \frac{53900}{41,425} = 2303 \text{ kgf}$ vérifié

$$2^{\text{eme}} \text{ appui : } T + \frac{M}{Z} = 1230 = \frac{105100}{41,125} < 0$$

$$3^{\text{eme}} \text{ appui : } T + \frac{M}{Z} = 1022 = \frac{74200}{41,125} < 0$$

les armatures inferieures aux appuis 2 et 3 ne sont pas necessaires.

Verification des contraintes

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	1,276	2,282	2,136	2,282
A cm ²	1,57	1,57	1,57	1,57
$\bar{\omega}$	0,167	0,167	0,167	0,167
ξ	0,9351	0,9351	0,9351	0,9351
K	62	62	62	62
$\bar{\sigma}_a$	1849	3307	3095	3307
$\bar{\sigma}'_b$	30,0	53,3	49,9	53,3

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \xi h}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

dans tous les cas $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_{a0} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} = 206,5 \text{ kgf/cm}^2$

Armatures transversales

$T_{\text{max}} = 1,414 \text{ t}$ correspondant au 2^e appui ($\bar{\sigma}'_b = 49,9 \text{ kgf/cm}^2$)

la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{bZ} = \frac{1414}{20 \cdot 41,12} = 1,71 \text{ kgf/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_b = 49,9 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$$

on doit verifier $\tau_b = 1,71 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 49,9 = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$

les cadres et les etriers verticaux suffisent, on adopte un cadre $\phi 6 (0,56 \text{ cm}^2)$

espacement des cadres :

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{1,71}{9 \cdot 49,9}\right) 2400 = 2322 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \cdot 47 = 9,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 47 \left(1 - 0,3 \frac{1,71}{49,9}\right) = 42,9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l'espacement $t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 41,12 \cdot 2322}{1414} = 37,8 \text{ cm}$

les 1^{er} cours d'armatures sera a $\frac{t}{2} = 10 \text{ cm}$ de l'appui, les autres espacements seront determines a l'aide de la suite de Caquot.

Verification a la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta_r \cdot \bar{\omega}_f}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta_r}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta_r = 1,6$$

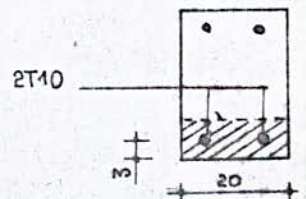
$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,57}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,013$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2816 \text{ kgf/cm}^2 ; \bar{\sigma}_2 = 2913 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_{a0} < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 2913 \text{ kgf/cm}^2$$

il n'y aura pas de risque de fissuration.



Niveau V

SOUS (S₁)

	Armatures inférieures		Armatures en chapeaux	
	Section intermédiaire	Section de rive	Appui intermédiaire	Appui de rive
M _{t.m}	1,47	1,50	1,80	1,50
μ	0,0118	0,0121	0,0145	0,0121
K	88,0	86,5	78,5	86,5
ε	0,9515	0,9607	0,9465	0,9607
A _{cm²}	1,17	1,18	1,44	1,18

SOUS (S₂)

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$$

	Armatures inférieures		Armatures en chapeaux	
	Section intermédiaire	Section de rive	Appui intermédiaire	Appui de rive
M _{t.m}	3,154	5,260	4,402	5,260
μ	0,0254	0,0425	0,0355	0,0425
K	57,0	42,2	47,0	42,2
ε	0,9306	0,9126	0,9194	0,9126
A _{cm²}	1,72	2,92	2,43	2,92

Sections adoptées



Verifications

Condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 47 \cdot \frac{8,85}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Condition de fleche

$$- \frac{ht}{l} = \frac{0,50}{3,40} = 0,147 \geq \begin{cases} 1/16 = 0,062 \\ \frac{1}{40} \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{40} \frac{2,189}{1,723} = 0,127 \end{cases} \text{ vérifié}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \text{ ou } A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h = \frac{43}{4200} \cdot 20 \cdot 50 = 10,24 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Condition de non-entrainement des barres

on doit vérifier $\tau_d = \frac{T}{n_p z} \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

$$T_{max} = 2,65t \rightarrow 2T14 \text{ on a } \tau_d = \frac{2650}{2 \cdot 1,4 \cdot 41,12} = 7,33 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Condition aux appuis

longueur de l'appui $c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b}$ ($c = 20 \text{ cm}$: largeur du poteau)

$$T = 1,67t \text{ dou } c \geq \frac{2 \cdot 1670}{20 \cdot 68,5} = 2,44 \text{ cm vérifié}$$

Armatures inférieures

$$1^{\text{er}} \text{ appui : } T + \frac{M}{z} = 1670 + \frac{149700}{41,125} = 5310 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 3,39 \times 2800 = 9492 \text{ kgf}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ appui : } T + \frac{M}{z} = 1414 + \frac{6500}{41,125} = 1568 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 2,26 \times 2800 = 6328 \text{ kgf}$$

$$3^{\text{eme}} \text{ appui : } T + \frac{M}{z} = 1022 + \frac{13100}{41,125} = 1316 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 6328 \text{ kgf}$$

Vérification a la fissuration

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

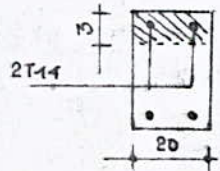
$$\eta_s = 1,6$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,08}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0256$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{14} \frac{0,0256}{1 + 0,256} = 3503 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{14} 5,9} = 2414 \text{ bars}$$



$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}'_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3503 \text{ bars}$$

Verification des contraintes

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	3,151	5,260	4,402	5,260
A cm ²	2,26	3,39	3,08	3,39
$\bar{\omega}$	0,2404	0,3306	0,3276	0,3306
$\bar{\epsilon}$	0,9216	0,9104	0,9108	0,9104
K	48,8	40,8	41,0	40,8
$\bar{\sigma}_a$	3219	3626	3338	3626
$\bar{\sigma}_b$	65,96	88,87	81,40	88,87

ARMATURES TRANSVERSALES :

Acier nuance FeE24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
 $\Phi 6$; $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

	T t	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{\epsilon} \text{ cm}$	ρ_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
travée courante	2,18	2,65	40,6	0,950	2280	23,9
travée centrale	2,65	3,22	39,3	0,939	2253	19,5

pour les 2 types de travées, le 1^{er} cours d'armatures est à $t_2 = 8 \text{ cm}$ de l'appui ; les autres espacements sont déterminés par la suite de CAQUOT.

Niveau IV

Calcul des armatures longitudinales

Sous 1^{er} Genre (S_1)

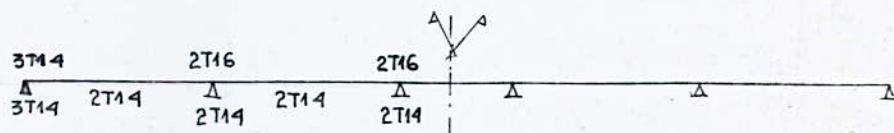
	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	sections intermediaire	section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	1,67	2,53	2,52	2,53
μ	0,0135	0,0189	0,0203	0,0189
K	81,5	67,5	65,0	67,5
$\bar{\epsilon}$	0,9482	0,9394	0,9375	0,9394
A cm ²	1,34	2,05	2,04	2,05

Sous 2^e Genre (S_2)

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	4,996	7,790	6,270	7,790
μ	0,0403	0,0629	0,0506	0,0629
K	43,6	33,2	38,0	33,2
$\bar{\epsilon}$	0,9147	0,8963	0,8963	0,8963
A cm ²	2,77	4,40	3,50	4,40

Sections adoptées



Verifications

Condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{bh}{\bar{\sigma}_b} \bar{\sigma}_b = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifié.}$$

Condition de flèche

$$- \frac{h_t}{l} = 0,147 \geq \left\{ \begin{array}{l} 1/16 = 0,062 \\ \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_b} = \frac{1}{10} \frac{1,284}{1,092} = 0,11 \end{array} \right. \text{ et } A < \frac{43}{\bar{\sigma}_b} b_0 h = 10,24 \text{ cm}^2 \text{ verifié.}$$

condition de non entrainement des barres

on doit verifier $\tau_d = \frac{T}{npz} \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_d = \frac{3272}{27 \cdot 1,6 \cdot 41,12} = 7,92 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

$T_{max} = 3,272 \text{ t}$ correspondant à l'appui 3 (2T16)

Condition aux appuis

longueur de l'appui $c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} =$ (c: 20 cm : largeur du poteau)

$T = 2,16 \text{ t}$ dû $c \geq \frac{2 \cdot 2160}{20 \cdot 68,5} = 3,15 \text{ cm}$ verifié.

Armatures inferieures

1^{er} appui : $T + \frac{M}{z} = 2160 + \frac{252900}{41,12} = 8288 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 4,62 \cdot 2800 = 12936 \text{ kgf}$

2^{eme} appui : $T + \frac{M}{z} = 2670 + \frac{70600}{41,12} = 4368 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 3,08 \cdot 2800 = 8624 \text{ kgf}$

3^{eme} appui : $T + \frac{M}{z} = 3272 + \frac{117400}{41,12} = 6104 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 8624 \text{ kgf}$.

Verification des contraintes

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	4,996	7,790	6,270	7,790
A cm ²	3,08	4,62	4,02	4,62
$\bar{\omega}$	0,3276	0,4914	0,4276	0,4914
$\bar{\epsilon}$	0,9108	0,8943	0,9000	0,8943
K	41,0	32,3	35,0	32,3
$\bar{\sigma}_a$ kgf/cm ²	3789	4011	3687	4011
$\bar{\sigma}_b$ kgf/cm ²	92,4	124,2	105,3	124,2

Dans tous les cas

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier nuance FeE24
 $\Phi 6$; $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$.

	T t	$\bar{\tau}_b$ kgf/cm ²	$\bar{\epsilon}$ cm	S_a	$\bar{\sigma}_{at}$ kgf/cm ²	t cm
travée courante	2,672	3,24	39,2	0,938	2251	19,5
travée centrale	3,272	3,98	37,4	0,925	2220	15,6

Les 1^{ers} cours d'armatures sera placé à $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$ de l'appui, pour la travée courante, et à $\frac{t}{2} = 6,5 \text{ cm}$ du nu de l'appui, pour la travée centrale. les autres espacements seront déterminés par la suite de Caquot.

Verification a la fissuration

$K = 1,5 \cdot 10^6$

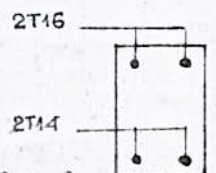
$\eta = 1,6$

$\phi = 16 \text{ mm}$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,02}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0523$

$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,0523}{1 + 0,0523} = 3764 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot 5,9} = 2257 \text{ bars}$



$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ (SP1)

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3764 \text{ bars}$

Niveau III

Calcul des armatures longitudinales

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$

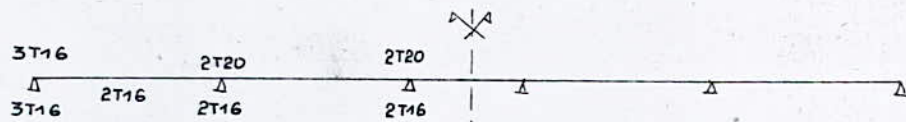
Sous 1^{er} Genre (S₁)

	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M _{t,m}	1,88	3,50	3,18	3,50
μ	0,0151	0,0282	0,0257	0,0282
K	76,5	53,5	56,5	53,5
ε	0,9454	0,9270	0,9301	0,9270
A _{cm²}	1,51	2,86	2,60	2,86

Sous 2^e Genre (S₂)

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M _{t,m}	6,426	9,776	7,700	9,776
μ	0,0519	0,079	0,0622	0,079
K	37,4	28,8	33,4	28,8
ε	0,9046	0,8858	0,8967	0,8858
A _{cm²}	3,59	5,59	4,35	5,59

Sections adoptees



Verifications

Condition de non fragilité

$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_m} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifie}$

Condition de flèche

$\frac{h_t}{l} = 0,147 \geq \left\{ \begin{array}{l} 1/16 = 0,0625 \\ \frac{1}{40} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1,37}{10 \cdot 1,09} = 0,125 \end{array} \right.$ et $A \leq \frac{43}{6m} b_0 h = 10,24 \text{ cm}^2 \text{ verifie}$

Condition de non-entrainement des barres

On doit verifier $\tau_d = \frac{T}{npz} \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

$T_{max} = 3,86t$ agissant sur l'appui 3 (2T20)

$\tau_d = \frac{3860}{2\pi \cdot 2,0 \cdot 41,12} = 7,47 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d \text{ verifie}$

Condition aux appuis

longueur de l'appui $c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$ (c=20cm : largeur du poteau)

T=2,63t $c \geq \frac{2 \times 2630}{20 \cdot 68,5} = 3,84 \text{ cm verifie}$

Armatures inferieures

1^{er} appui $T + \frac{M}{z} = 2630 + \frac{350400}{41,12} = 11144 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 6,03 \cdot 2800 = 16884 \text{ kgf}$

2^e appui $T + \frac{M}{z} = 3138 + \frac{131300}{41,12} = 6328 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 4,02 \cdot 2800 = 11256 \text{ kgf}$

3^e appui $T + \frac{M}{z} = 3860 + \frac{187900}{41,12} = 8428 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 11256 \text{ kgf}$

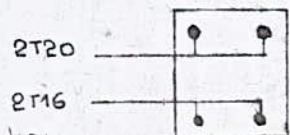
Verification à la fissuration

$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{6,28}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0523$

$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,0523}{1+0,523} = 4120 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_2 = 2019 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 4120 \text{ bars}$



Verification des contraintes

	Armatures inferieures		Armatures de chapeau	
	Section intermediaire	Section de rive	Section intermediaire	Section de rive
M t.m	6,426	9,776	7,700	9,776
A cm ²	4,02	6,03	6,28	6,03
$\tilde{\omega}$	0,4276	0,6414	0,6680	0,6414
$\tilde{\epsilon}$	0,9000	0,8824	0,8804	0,8824
K	35,0	27,5	26,8	27,5
$\tilde{\sigma}_a$	3779	3909	2963	3909
$\tilde{\sigma}_b$	108	142	110,5	142

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier Nuance FeE24
 $\Phi 6 \quad \Delta t = 0,56 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

	T t	$\tau_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{E} \text{ cm}$	f_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
travée courante	3,13	3,80	37,90	0,928	2227	16,3
travée centrale	3,86	4,69	35,79	0,910	2184	13,0

pour la travée courante, le 1^{er} Cours d'armatures sera disposé à $\frac{t}{2} = 6,5 \text{ cm}$ du nu de l'appui
 pour la travée centrale, le 1^{er} cours d'armatures sera disposé à $\frac{t}{2} = 6,5 \text{ cm}$ de l'appui
 Les autres espacements seront déterminés par la suite de Caquot.

Niveau II

Calcul des armatures Longitudinales

Sous 1^{er} Genre (S1)

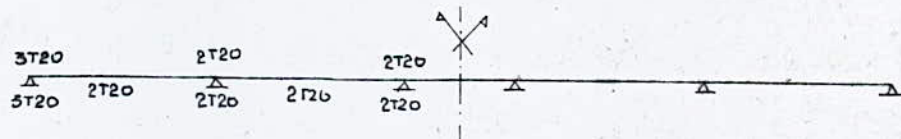
	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	2,72	4,67	4,02	4,67
μ	0,0219	0,0377	0,0324	0,0377
K	62,0	45,0	49,6	45,0
$\tilde{\epsilon}$	0,9351	0,9167	0,9226	0,9167
A cm ²	2,21	3,87	3,31	3,87

Sous 2^e Genre (S2)

$\bar{\sigma}_a = 4200$
 $\bar{\sigma}_b = 2055 \text{ kgf/cm}^2$

	Armatures inferieures		Armatures de chapeau	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	7,876	11,820	9,176	11,820
μ	0,0636	0,0955	0,0740	0,0955
K	33,0	25,5	30,0	25,5
$\tilde{\epsilon}$	0,8958	0,8765	0,8889	0,8765
A cm ²	4,45	6,83	5,23	6,83

Sections adoptées



Verifications

Condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69bh \frac{\sigma_b^T}{\bar{\sigma}_b} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

Condition de fleche

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0,50}{3,40} = 0,147 \gg \begin{cases} 1/16 = 0,062 \\ \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{137}{10 \cdot 1,092} = 0,124 \end{cases}$$

$$2) \frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{6_{en}} \Rightarrow A < \frac{43}{6_{en}} b h = \frac{43}{4200} 20 \cdot 47 = 9,6 \text{ cm}^2$$

Condition de non-entrainement des barres

on verifie $\tau_d = \frac{T}{n p \bar{x}} \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

$$T_{max} = 4,56 \text{ t agissant sur l'appui 3 (2T20)}$$

$$\tau_d = \frac{4560}{2\pi \cdot 2,0 \cdot 41,12} = 8,83 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2 \text{ verifie.}$$

Condition aux appuis

longueur de l'appui $c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$

A l'appui de rive $T = 3,186 \text{ t}$ d'ou $c > \frac{2 \times 3186}{20 \times 68,5} = 4,65 \text{ cm}$ verifie

Armatures inferieures aux appuis

1^{er} appui $T + \frac{M}{\bar{x}} = 3186 + \frac{467500}{41,12} = 14532 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 9,42 \cdot 2800 = 26376 \text{ kgf}$

2^e appui $T + \frac{M}{\bar{x}} = 3696 + \frac{203900}{41,12} = 8652 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 6,28 \cdot 2800 = 17584 \text{ kgf}$

3^e appui $T + \frac{M}{\bar{x}} = 4560 + \frac{272000}{41,12} = 11172 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 17584 \text{ kgf}$

Verification des contraintes

	Armatures inferieures		Armatures de chapeau	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	7,876	11,820	9,176	11,820
A cm ²	6,28	9,42	6,28	9,42
$\bar{\omega}$	0,6680	1,0021	0,6680	1,0021
$\bar{\epsilon}$	0,8804	0,8607	0,8804	0,8607
K	26,8	20,9	26,80	20,9
$\bar{\sigma}_a$	3030,8	3101	3531	3101
$\bar{\sigma}_b$	113,0	148,4	131,7	148,4

ds tous les cas

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$$

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier nuance FeE24 $\bar{\sigma}_m = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
 $\Phi 6$; $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

	T t	$\tau_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{\epsilon} \text{ cm}$	ρ_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
travée courante	3,696	4,49	36,27	0,915	2196	13,6
travée centrale	4,560	5,65	33,71	0,893	2143	10,8

Pour la travée courante, le 1^{er} cours d'armatures sera à $\frac{t}{2} = 6,5 \text{ cm}$ du nu de l'appui
 Pour la travée centrale, le 1^{er} cours d'armatures sera à $\frac{t}{2} = 5,0 \text{ cm}$ du nu de l'appui.
 les autres espacements seront determinés par la suite de CAQUOT.

Verification de la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{6,28}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0523$$

$$A(2T20) = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$k_1 = 1,5 \cdot 10^6$$

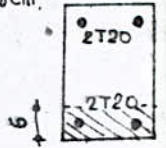
$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,0523}{1+0,0523} = 4120 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot 0,9} = 2019 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4120 \text{ bars}$$



Niveau I

Calcul des armatures Longitudinales

Sous 1^{er} Genre (S₁)

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux x	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M _{l,m}	2,67	3,67	3,30	3,67
μ	0,0215	0,0296	0,0266	0,0296
K	62,5	52,0	55,5	52,0
ε	0,9355	0,9254	0,9286	0,9254
A _{cm} ²	2,17	3,01	2,70	3,01

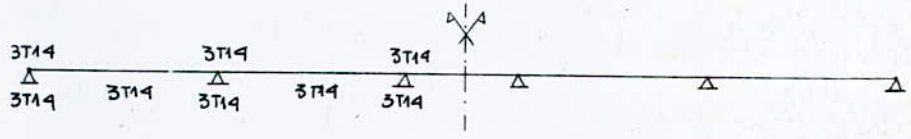
Sous 2^{er} Genre (S₂)

	Armatures inferieures		Armatures en chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M _{l,m}	5,036	7,850	6,310	7,850
μ	0,0407	0,0634	0,0510	0,0634
K	43,2	33,0	37,8	33,0
ε	0,9141	0,8958	0,9053	0,8958
A _{cm} ²	2,79	4,44	3,53	4,44

$$\bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Sections adoptees



Verifications

Condition de non-fragilite

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Condition de fleche

$$1) \frac{h_t}{l} = 0,147 \Rightarrow \begin{cases} 1/16 = 0,0625 \\ \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1,27}{10 \cdot 1,092} = 0,116 \end{cases}$$

$$2) \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{6en} \Rightarrow A < \frac{43}{6en} bh = 9,62 \text{ cm}^2$$

Condition de non-entrainement des barres

$$\text{on verifie } \tau_d = \frac{T}{npz} \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$T_{\max} = 3,96t \text{ agissant sur l'appui 3 (3T14)}$$

$$\tau_d = \frac{3960}{3\pi \cdot 1,4 \cdot 41,12} = 7,30 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Condition aux appuis

$$\text{longueur de l'appui } c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b}$$

$$\text{à l'appui de rive } T = 2,708t \text{ d'où } c > \frac{2 \cdot 2708}{20 \cdot 68,5} = 3,95 \text{ cm verifie'}$$

Armatures inferieures aux appuis

$$1^{\text{er}} \text{ appui : } T + \frac{M}{z} = 2708 + \frac{367400}{41,12} = 11648 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 4,62 \cdot 2800 = 12936 \text{ kgf}$$

$$2^{\text{e}} \text{ appui : } T + \frac{M}{z} = 3215 + \frac{141800}{41,12} = 6132 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 12936 \text{ kgf}$$

$$3^{\text{e}} \text{ appui : } T + \frac{M}{z} = 3960 + \frac{200100}{41,12} = 4866 \text{ kgf} < A \bar{\sigma}_a = 12936 \text{ kgf}$$

Verification des contraintes

	Armatures inferieures		Armatures de chapeaux	
	Section intermediaire	Section de rive	Appui intermediaire	Appui de rive
M t.m	5,036	7,850	6,31	7,850
A cm ²	4,62	4,62	4,62	4,62
$\bar{\omega}$	0,4914	0,4914	0,4914	0,4914
$\bar{\epsilon}$	0,8943	0,8943	0,8943	0,8943
K	32,3	32,3	32,3	32,3
$\bar{\sigma}_a$	2593	4042	3249	4042
$\bar{\sigma}'_b$	80,3	125,1	100,6	125,1

on verifie tous les cas

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$$

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier nuance FeE24
 $\phi 6$; $A_t = 0,84 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

	T t	$\bar{\sigma}_b$ kgf/cm ²	$\bar{\epsilon}$ cm	f_a	$\bar{\sigma}_{at}$ kgf/cm ²	t cm
travée courante	3,21	3,90	37,6	0,926	2222,0	24
travée centrale	3,96	4,81	35,5	0,909	2281,6	20

Pour la travée courante, le 1^{er} cours d'armatures sera à $t/2 = 8 \text{ cm}$ du nu du poteau même cas pour la travée centrale. Les autres espacements seront déterminés par la suite de Caquot.

Vérification de la fissuration

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

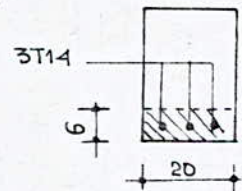
$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,62}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0385$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{14} \frac{0,0385}{1 + 0,385} = 4765 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{14}} = 2413 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 4765 \text{ bars}$$

il n'y aura pas de risque de fissuration.



Ferrailage des poutres - Portique transversal intermediaire II-II a/

Niveau		Sous (S ₁)			Sous (S ₂)			Sections Adoptées		
		Appui de rive	travée	Appui intermediaire	Appui de rive	travée	Appui intermediaire	Appui de rive	travée	Appui intermediaire
VI	M	0,729	3,344	5,234	1,224	5,091	8,015	2T10	2T14	2T20
	h	47	47	47	47	47	47			
	μ	0,00884	0,0405	0,0634	0,0098	0,0412	0,0648			
	ϵ	0,9576	0,9146	0,8958	0,9554	0,9138	0,8956			
	K	103	43,5	33,0	97	43,0	32,6			
	A	0,580	2,78	4,44	0,65	2,82	4,53			
	G _a				3848					
	G _b				89,5					
V	M	1,531	4,531	6,755	2,366	7,176	11,712	3T10	3T14	3T20
	h	47	47	47	47	47	47			
	μ	0,0188	0,0549	0,0829	0,0191	0,0580	0,0950			
	ϵ	0,9394	0,9023	0,8842	0,9392	0,8999	0,8760			
	K	67,5	36,2	28,15	67,0	34,95	25,60			
	A	1,25	3,81	5,81	1,28	4,04	6,77			
	G _a				3672					
	G _b				86,5					
IV	M	1,805	5,091	8,075	2,846	8,295	14,572	3T10	3T16	3T20
	h	47	47	47	47	47	47			
	μ	0,0219	0,0617	0,0980	0,0230	0,0671	0,1177			
	ϵ	0,9351	0,8971	0,8753	0,9338	0,8934	0,8656			
	K	62,0	33,6	25,1	60,5	31,9	22,2			
	A	1,47	4,31	7,01	1,54	4,70	8,53			
	G _a				3802					
	G _b				171,3					
III	M	1,995	5,638	9,36	3,152	9,145	16,822	3T10	3T16	2T25 + 1T20
	h	47	47	47	47	47	46			
	μ	0,0242	0,0683	0,1134	0,0254	0,0739	0,1419			
	ϵ	0,9320	0,8927	0,8674	0,9306	0,8889	0,8588			
	K	58,5	31,6	22,70	57,0	30,0	20,4			
	A	1,63	4,80	8,20	1,72	5,21	10,10			
	G _a				3229,5					
	G _b				157,3					
II	M _{cm}	2,225	6,296	10,906	3,474	10,660	19,166	3T10	3T20	2T25 + 1T20
	h _{cm}	47	47	47	47	47	46			
	μ	0,0269	0,0763	0,1322	0,0280	0,0861	0,1617			
	ϵ	0,9286	0,8874	0,8594	0,9275	0,8815	0,8588			
	K	55,0	29,4	20,5	54,0	27,2	20,4			
	A _{cm²}	1,82	5,34	9,64	1,90	6,13	11,43			
	G _a _{cm²}				3637					
	G _b _{cm²}				160,5					
I	M _{cm}	2,979	5,532	7,659	3,762	7,659	12,527	3T12	3T16	3T20
	h _{cm}	47	47	47	47	47	47			
	μ	0,0670	0,0670	0,0928	0,0304	0,0619	0,1012			
	ϵ	0,8934	0,8934	0,8778	0,9248	0,8970	0,8734			
	K	31,9	31,9	25,95	51,5	33,55	24,5			
	A _{cm²}	2,46	4,71	6,63	2,06	4,32	7,27			
	G _a _{cm²}				3239					
	G _b _{cm²}				132,2					

Justification de calcul : le ferrailage des poutres du portique transversal intermédiaire a été présenté dans le tableau précédent. le calcul a été fait en flexion simple. Dans toutes les sections, la contrainte de compression admissible du béton $\bar{\sigma}_b$ n'est pas dépassée, à l'exception de deux sections pour lesquelles nous allons déterminer les sections d'armatures comprimées nécessaires.

Section d'appui intermédiaire du niveau II

$M = 19,166 \text{ t.m}$ $b = 20$ $h = 46 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1916600}{4200 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,1617$ $\varepsilon = 0,8480$
 $\kappa = 17,9$

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{17,9} = 234,6 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$

des armatures comprimées seront nécessaires.

$\kappa = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{4200}{206,5} = 20,4 > \frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}_a' h + d'} = \frac{15(46-4)}{46+4} = 12,6 \text{ cm}$

par conséquent on prend $\kappa = 20,4$ et $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$.

les tableaux donnent $\alpha = 0,4237$ $\mu' = 0,1819$ $\varepsilon = 0,8588$

$y_1 = \alpha \cdot h = 0,4237 \cdot 46 = 19,49 \text{ cm}$

la contrainte des aciers comprimés $\bar{\sigma}_a'$

$\bar{\sigma}_a' = \frac{15(y_1 - d') \bar{\sigma}_b'}{y_1} = \frac{15(19,49 - 4) \cdot 205,5}{19,49} = 2450 \text{ kgf/cm}^2$

$M_1 = \mu' \bar{\sigma}_b' b h^2 = 0,1819 \cdot 205,5 \cdot 20 \cdot 46^2 = 1581941 \text{ kgf.cm}$

$\Delta M = M - M_1 = 1916600 - 1581941 = 334659 \text{ kgf.cm}$

$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a'} = \frac{334659}{(46-4) \cdot 2450} = 3,25 \text{ cm}^2$

$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{1581941}{4200 \cdot 0,8588 \cdot 46} + \frac{334659}{(46-4) \cdot 4200} = 11,43 \text{ cm}^2$

on disposera comme armatures tendues (de chapeaux) $A = 2T25 + 1T20$ ($12,96 \text{ cm}^2$)
 Comme armatures comprimées, la section de travée $3T20$ ($9,42 \text{ cm}^2$), filée jusqu'aux appuis est largement suffisante.

Vérification des contraintes

$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{20} (12,96 + 9,42) = 16,785$

$E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah) = \frac{30}{20} (9,42 \cdot 4 + 12,96 \cdot 46) = 950,76$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -16,785 + \sqrt{16,785^2 + 950,76} = 18,32 \text{ cm}$

$I = \frac{1}{3} b y_1^3 + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 = \frac{1}{3} \cdot 20 \cdot 18,32^3 + 15 \cdot 9,42 (18,32 - 4)^2 + 15 \cdot 12,96 (46 - 18,32)^2 =$

$I = 218911,8 \text{ cm}^4$

$\kappa = \frac{M}{I} = \frac{1916600}{218911,8} = 8,76$

$\bar{\sigma}_b' = \kappa y_1 = 8,76 \cdot 18,32 = 160,5 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a' = 15 \kappa (y_1 - d') = 15 \cdot 8,76 (18,32 - 4) = 1882 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 15 \kappa (h - y_1) = 15 \cdot 8,76 (46 - 18,32) = 3637 \text{ kgf/cm}^2$

Section d'appui intermédiaire du niveau III

$$M = 16,822 \text{ t.m} \quad b = 20 \text{ cm} \quad h = 46 \text{ cm} \quad d = 4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1682200}{4200 \cdot 20 \cdot 46^2} = 0,1419 \quad \varepsilon = 0,8555$$
$$K = 19,6$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{19,6} = 214,3 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$$

les armatures comprimées ne sont pas neces

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{4200}{206,5} = 20,4 > \frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}'_a h + d'} = \frac{15(46-4)}{46+4} = 12,6 \text{ cm}$$

Par consequent on prend $K = 20,4$ et $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$.

les tableaux donnent $\alpha = 0,4237$ $\mu' = 0,1819$ $\varepsilon = 0,8588$

$$y_1 = \alpha h = 0,4237 \cdot 46 = 19,49 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b = \frac{15(19,49 - 4)}{19,49} \cdot 205,5 = 2450 \text{ kgf/cm}^2$$

$$M_1 = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2 = 0,1819 \cdot 205,5 \cdot 20 \cdot 46^2 = 1581941 \text{ kgf.cm}$$

$$\Delta M = M - M_1 = 1682200 - 1581941 = 100259 \text{ kgf.cm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{100259}{(46-4) 2450} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = \frac{1581941}{4200 \cdot 0,8588 \cdot 46} + \frac{100259}{(46-4) 4200} = 10,10 \text{ cm}^2$$

on mettra 2T25 + 1T20 (12,96 cm²) en chapeaux ; pour les armatures comprimées, la section de travée 3T16 (6,03 cm²) filée jusqu'aux appuis, suffira largement.

Verification des contraintes :

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{20} (12,96 + 6,03) = 14,24$$

$$E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah) = \frac{30}{20} (6,03 \times 4 + 12,96 \times 46) = 930,42$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -14,24 + \sqrt{14,24^2 + 930,42} = 19,42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y_1^3 + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 = \frac{1}{3} \cdot 20 \cdot 19,42^3 + 15 \cdot 6,03 (19,42 - 4)^2 + 15 \cdot 12,96 (46 - 19,42)^2 =$$

$$I = 207676 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{1682200}{207676} = 8,1$$

$$\bar{\sigma}'_b = K y_1 = 8,1 \cdot 19,42 = 157,3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 K (y_1 - d') = 15 \cdot 8,1 \cdot (19,42 - 4) = 1873 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 K (h - y_1) = 15 \cdot 8,1 \cdot (46 - 19,42) = 3229,5 \text{ kgf/cm}^2$$

Verifications des poutres du portique transversal intermediaire

Verifications du niveau VI

Conditions de flèche (Art 61.21 CCBA68)

on verifie $\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$ ou $A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h = \frac{43}{4200} 20 \cdot 47 = 10,24 \text{ cm}^2$ verifié

Condition de non-fragilité

on verifie $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 47 \cdot \frac{8,85}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2$ verifié

Condition de non-entrainement des barres

on doit verifier $\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} \leq \bar{\tau}_d$

$\psi_d = 1,5$ pour aciers H-A

$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{5784}{2 \cdot 3 \cdot 14 \cdot 2 \cdot 0,78 \cdot 47} = 11,2 \text{ kgf/m}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/m}^2$

Verification a la fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = k \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$

$\eta = 1,6$

$\phi = 14 \text{ mm}$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,08}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0256$

$\bar{\sigma}_1 = 3494 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_2 = 2393 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3494 \text{ bars}$

Condition aux appuis

on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0$

$T = 4,08 \text{ t}$; $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$

c_0 est la largeur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau

la longueur de l'appui $c = 20 \text{ cm} > \frac{2 \cdot 4080}{20 \cdot 68,5} = 5,96 \text{ cm}$ verifié

Verifications à l'effort tranchant

Sur les appuis, les sections des armatures inférieures doivent satisfaire à : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 47 = 41,12$

- si $Tz < |M|$ les armatures inférieures ne seront pas nécessaires.

- Appui de rive : $A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{z} \right) = \frac{1}{2800} \left(4080 - \frac{79300}{41,12} \right) = 0,80 \text{ cm}^2$

- Appui intermediaire $T \cdot z = 5784 \cdot 41,12 = 238000 \text{ kgf.cm} < |M| = 511600 \text{ kgf.cm}$
les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

Armatures transversales

Acier Nuance FeE24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$A_t = 1,00 \text{ cm}^2 \quad \phi 8$$

	T t	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{E} \text{ cm}$	s_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
	5,784	7,03	30,2	0,867	2082	14,8

on placera le 1^{er} cours d'armatures transversales a $t/2 = 5,5 \text{ cm}$ du nu, les autres espacements seront determinés a l'aide de la suite de Caquot

Vérifications du niveau V

Condition de fleche

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad A < 10,24 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

condition de non-fragilité

$$A > 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

Condition de non-entrainement des barres

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{np\bar{x}} = \frac{6714}{3 \cdot 2,0 \cdot 3,14 \cdot 41,12} = 8,66 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2 \text{ verifié}$$

condition aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 5098}{20 \cdot 68,5} = 7,44 \text{ cm}$$

Verification de l'effort tranchant

Appui de rive :

$$A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{\bar{x}} \right) = \frac{1}{2800} \left(5098 - \frac{1,551}{0,4112} \right) = 0,47 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

Appui intermediaire : $T \cdot \bar{x} = 6,747 \cdot 0,4112 = 2,76 \text{ t.m} < |M| = 6,755 \text{ t.m}$
les armatures inferieures ne sont pas nécessaires

ARMATURES TRANSVERSALES : Acier Nuance FeE24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$A_t = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \phi 8$$

	T t	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{E} \text{ cm}$	s_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
	6,714	8,16	27,5	0,846	2031	18,66 cm

Le premier cours d'armatures sera placé a $t/2 = 6,5 \text{ cm}$ du nu du poteau les espacements qui suivent seront determinés par la suite de Caquot.

Vérifications du niveau IV

Condition de fleche

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad A < 10,24 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

condition de non-entrainement des barres

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{np\bar{x}} = \frac{7026}{3 \cdot 6,28 \cdot 41,12} = 9,06 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

condition aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 5496}{20 \cdot 68,5} = 8,02 \text{ cm}$$

Verification a l'effort tranchant

Appui de rive : $A > \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{\bar{x}} \right) = \frac{1}{2800} \left(5,496 - \frac{1,805}{0,4112} \right) = 0,4 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$

Appui intermediaire : $A > \frac{1}{2800} \left(7,026 - \frac{18,19}{0,4112} \right) < 0$ pas d'armatures inferieures

Verification a la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{9,42}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,0785$$

$$\begin{aligned} k &= 1,5 \cdot 10^4 \\ \eta &= 1,6 \\ \phi &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 5277 \text{ bars} \\ \sigma_2 &= 2019 \text{ bars} \end{aligned} \right\}$$

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_{a, \text{lim}} = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_1$
il n'y a pas risque de fissuration

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier Nuance FeE24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$A_t = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \phi 8$$

	T (t)	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{t} \text{ cm}$	ρ_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
	7,026	8,54	26,6	0,839	2014	17,6

Le premier cours d'armatures sera a $t/2 = 6,5 \text{ cm}$ du nu du poteau
les autres espacements

Verifications du niveau III

Condition de non-fragilité

$$A > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

condition de non-entrainement des barres

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p \bar{x}} = \frac{7499}{3 \times 1,6 \times 3,14 \times 41,12} = 12 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

condition aux appuis:

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{s0}} = \frac{2 \cdot 5831}{20 \cdot 68,5} = 8,5 \text{ cm}$$

Verification de l'effort tranchant

- Appui de rive : $A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{\bar{x}} \right) = \frac{1}{2800} \left(5,831 - \frac{1,995}{0,4112} \right) = 0,35 \text{ cm}^2$

- Appui intermediaire : $A \geq \frac{1}{2800} \left(7,361 - \frac{9,477}{0,4112} \right) < 0$ armatures inferieures non necessaires

Verification a la fissuration

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{2bd} = \frac{12,96}{2 \cdot 20 \cdot 3} = 0,108$$

$$\begin{aligned} k &= 1,5 \cdot 10^4 \\ \eta &= 1,6 \\ \phi &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 4984 \text{ bars} \\ \sigma_2 &= 1806 \text{ bars} \end{aligned} \right\}$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$
il n'y a pas risque de Fissuration.

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier Nuance FeE24

$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$A_t = 1,5 \text{ cm}^2 \quad \phi 8$$

	T t	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{t} \text{ cm}$	ρ_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
	7,361	8,95	25,6	0,831	1995	16,7

Le premier cours d'armatures sera a $t/2 = 5,5 \text{ cm}$ du nu du poteau
les espacements qui suivent seront determinés par la suite de Caquot.

Verifications du niveau 2

Condition de non-fragilité

$$A > 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

Condition de non-entrainement des barres

on verifie $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p \bar{x}} = \frac{7764}{3,14 \times 2(2,5+1)} = 8,58 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

Condition aux appuis :

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = \frac{2.6234}{20.68,5} = 9,10 \text{ cm}$$

Verification de l'effort tranchant :

- Appui de rive : $A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{x} \right) = \frac{1}{2800} \left(6234 - \frac{2225}{0,4112} \right) = 0,294 \text{ cm}^2$

- Appui intermediaire $A \geq \frac{1}{2800} \left(7764 - \frac{10906}{0,4112} \right) < 0$ armatures inferieures à l'appui non necessaires

Verification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{12,96}{2.20.3} = 0,108$$

$$\bar{\sigma}_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{c \bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{25} \frac{0,108}{1 + 1,08} = 4984 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{25} \cdot 5,9} = 1806 \text{ bars}$$

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_1$
(1^{er} genre)
pas de risque de fissuration

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier Nuance FeE24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
 $A_t = 1,5 \text{ cm}^2$ $\phi 8$

	T t	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{t} \text{ cm}$	ρ_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
	7,764	9,44	24,4	0,822	1973	15,6

Le 1^{er} cours d'armatures transversales sera à $t/2 = 5,5 \text{ cm}$ du nu du poteau les autres espacements seront determinés par la suite de Caquot.

Verifications du niveau I

Condition de non-fragilité

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

verification à la fleche

$$\frac{A}{bh} < \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \quad A < 10,24 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

condition de non-entrainement des barres

on verifie $\bar{\tau}_d = \frac{T}{n p x} = \frac{6710}{3.6.28.41,12} = 8,66 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$

condition aux appuis

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b} = \frac{2.6710}{20.68,5} = 9,80 \text{ cm}$$

Verification vis a vis de l'effort tranchant

- Appui de rive : $A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left(T + \frac{M}{x} \right) = \frac{1}{2800} \left(6185 - \frac{2432}{0,4112} \right) = 0$

- Appui intermediaire $A \geq \frac{1}{2800} \left(6710 - \frac{8128}{0,4112} \right) < 0$

les armatures inferieures aux appuis ne sont pas nécessaires.

Verification a la fissuration

$k = 1,5 \cdot 10^6$ $\eta = 1,6$
 $\phi = 20 \text{ mm}$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{9,42}{2.20.3} = 0,0785$$

$\bar{\sigma}_1 = 5277 \text{ bars} > \bar{\sigma}_a$ pas de risque de fissuration

ARMATURES TRANSVERSALES

Acier Nuance FeE24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$
 $A_t = 1,5 \text{ cm}^2$ $\phi 8$

	T t	$\bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{t} \text{ cm}$	ρ_a	$\bar{\sigma}_{at} \text{ kgf/cm}^2$	t cm
	6,71	8,16	27,5	0,846	2031	18,6 cm

le 1^{er} cours est à $t/2 = 6,5 \text{ cm}$ en suite on applique la suite de Caquot.

Ferrailage des poutres - Portique transversal de rive

Niveau	Sous (S ₁)			Sous (S ₂)			Sections adoptées						
	appui de rive	travée	Appui intermédiaire	Appui de rive	travée	Appui intermédiaire	Appui de rive	travée	Appui intermédiaire				
VI	M	1,321	1,410	1,586	2,376	1,980	2,369	2T10	2T10	2T10			
	h	47	47	47	47	47	47						
	μ	0,0160	0,0171	0,0192	0,0192	0,0160	0,0192						
	E	0,9438	0,9422	0,9390	0,9390	0,9442	0,9390						
	K _r	74,8	71,5	67	67	74,5	67,0						
	A	1,69	1,14	1,28	1,28	1,06	1,28						
	G _a				3429								
	G _b				51,2								
V	M	2,071	1,723	2,054	4,102	2,481	3,441	2T12	2T10	2T12			
	h	47	47	47	47	47	47						
	μ	0,0251	0,0209	0,0249	0,0332	0,0200	0,0278						
	E	0,9310	0,9367	0,9310	0,9216	0,9379	0,9275						
	K _r	57,5	64,0	57,5	48,8	65,5	54,0						
	A	1,69	1,39	1,68	2,25	1,34	1,88						
	G _a				4190								
	G _b				85,8								
IV	M	2,564	1,804	2,354	5,306	2,816	4,163	2T14	2T10	2T14			
	h	47	47	47	47	47	47						
	μ	0,0310	0,0218	0,0285	0,0429	0,0228	0,0337						
	E	0,9242	0,9351	0,9270	0,9123	0,9342	0,9211						
	K _r	51,0	62,0	53,5	42,0	61,0	48,4						
	A	2,11	1,47	1,93	2,95	1,52	2,29						
	G _a				4085								
	G _b				66,9								
III	M	3,022	1,887	2,638	6,277	3,737	4,718	2T16	2T12	2T14			
	h	47	47	47	47	47	47						
	μ	0,0366	0,0229	0,0320	0,0507	0,0302	0,0381						
	E	0,9180	0,9338	0,9231	0,9057	0,9248	0,9167						
	K _r	46,0	60,5	50,0	38,0	51,5	45,0						
	A	2,50	1,54	2,17	3,51	2,05	2,61						
	G _a				3804								
	G _b				74,4								
II	M	3,568	1,989	2,980	7,188	4,698	5,295	2T20	2T14	2T14			
	h	47	47	47	47	47	47						
	μ	0,0432	0,0240	0,0361	0,0581	0,0380	0,0428						
	E	0,9120	0,9324	0,9186	0,8998	0,9169	0,9123						
	K _r	41,8	59,0	46,4	34,9	45,2	42,0						
	A	2,97	1,62	2,47	4,05	2,60	2,94						
	G _a				4009								
	G _b				95,5								
I	M	2,994	1,794	2,524	5,177	2,408	3,909	2T14	2T10	2T12			
	h	47	47	47	47	47	47						
	μ	0,0363	0,0218	0,0306	0,0418	0,0195	0,0316						
	E	0,9186	0,9351	0,9242	0,9132	0,9387	0,9231						
	K _r	46,4	62	51	42,6	66,5	50						
	A	2,48	1,46	2,08	2,87	1,30	2,15						
	G _a				3986,7								
	G _b				79,7								

Verification des poutres du portique transversal de rive

(toutes les conditions sont vérifiées).

ARMATURES TRANSVERSALES

On disposera les mêmes espacements d'armatures transversales dans les poutres des différents niveaux à partir de l'effort tranchant maximum $T = 3460 \text{ kgf}$ (1^{er} genre)

$$T_{\max} = 3460 \text{ kgf} \text{ correspondant au niveau II} \quad \sigma'_b = 95,5 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_b = 95,5 \text{ kgf/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ kgf/cm}^2.$$

Pour pouvoir utiliser des armatures transversales d'âme droite, on doit vérifier

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \bar{x}} = \frac{3460}{20.41,125} = 4,21 \text{ kgf/cm}^2 < \left(4,5 - \frac{95,5}{68,5}\right) 5,9 = 18,32 \text{ kgf/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = s_0 \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{4,21}{9 \cdot 5,9}\right) 2400 = 0,92 \cdot 2400 = 2208 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2 \cdot 47 = 9,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 47 \left(1 - 0,3 \frac{4,21}{5,9}\right) = 36,9 \text{ cm} \end{cases}$$

On adoptera des cadres $\Phi 8$ ($A_t = 1,0 \text{ cm}^2$), espacés comme suit :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{x} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,0 \cdot 41,125 \cdot 2208}{3460} = 26,2 \text{ cm}.$$

le premier cours sera disposé à $\frac{t}{2} = 13 \text{ cm}$, les autres espacements seront déterminés par la suite de Caquot.

Ferrailage des poteaux

La détermination des armatures des poteaux se fait sous les sollicitations du 1^{er} genre (S_1) et celles du second genre (S_2)

Sous (S_1) : on calcule la section successivement sous deux efforts normaux N_{max} et N_{min} correspondant aux combinaisons $G+P+V$ et $G+1,2P$ associés aux moments correspondant obtenus dans la direction considérée.

Sous (S_2) : On respectera les prescriptions de l'article 1,3 Annexe B1 des règles parasismiques 1969 qui stipule que pour le calcul d'un poteau flechi en béton armé, il convient de prendre en considération :

Calcul de l'armature tendue

$$N = N(G) + N\left(\frac{P}{5}\right) + N(SI_H) + N(SI_V) \quad \text{qu'on nommera } N_{min}$$

les systèmes (SI_H) et (SI_V) donnent dans le poteau un effort normal le déchargeant.

Calcul du béton comprimé

$$N = N(G) + N(P) + N(SI_H) + N(SI_V) \quad \text{qu'on nommera } N_{max}$$

les systèmes (SI_H) et (SI_V) donnent dans le poteau un effort normal le chargeant.

Avec ces 2 efforts, on associera, on associera le moment flechissant correspondant obtenu dans la section du poteau.

Les poteaux seront calculés en flexion composée ; dans une direction donnée nous prévoyons des armatures symétriques par rapport au centre de gravité de la section du poteau, car les moments peuvent se renverser d'un sens à l'autre. Vu que la section des poteaux est rectangulaire, pour la détermination des armatures, on considérera successivement les 2 directions (transversale et longitudinale)

Détermination des armatures

Les files de poteaux ABCDEF et A"B"C"D"E"F" ont les mêmes efforts, vu la symétrie du bâtiment. on considérera seulement les 2 files ABCDEF (de rive) et A'B'C'D'E'F' (centraux) ; dans chacune de ces files, on est appelé à regrouper les poteaux soumis à des efforts de valeurs voisines. On aura donc :

- A, F et A", F"
- B, C, D, E et B", C", D", E"
- A', F'
- B', C', D', E'

Vérification des poteaux vis à vis du flambement

élancement du poteau : $\lambda = \frac{l_c}{i}$

l_c : longueur de flambement $l_c = 0,7l_0$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{ht}{\sqrt{12}}$$

donc $i = \frac{50}{\sqrt{12}} = 14,4 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 290}{14,4} = 14,1 < 35 \quad (\text{Art } 33,2 \text{ CCBA68}) \quad \text{on ne tient pas compte de l'effet du flambement.}$$

Méthode de calcul : chaque poteau est soumis à 4 moments, 2 en tête et 2 en pied, et à un effort normal N .

N : effort de compression au centre de gravité du béton seul.

M : moment flechissant au centre de gravité du béton seul.

$e_1 = \frac{h_t}{6}$: noyau central, avec h_t : hauteur totale de la section

$e_0 = \frac{M}{N}$: centre de pression

Deux cas peuvent se présenter :

1) Section partiellement comprimée

(méthode d'abaques pour armatures symétriques - Charon p.280)

notations :

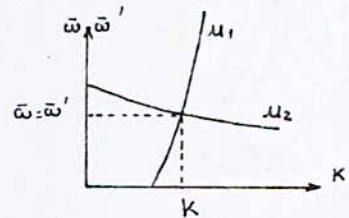
M_{ac} : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des aciers comprimés

M_{at} : moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des armatures tendues

$$\mu_1 = \frac{n M_{at}}{\sigma_a b h^2} \quad \mu_2 = \frac{n M_{ac}}{\sigma_a b h^2} \quad k_0 = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{12 \bar{\sigma}_b'}$$

la valeur commune de $\bar{\omega}$ et $\bar{\omega}'$ sera obtenue à l'intersection C des courbes μ_1 et μ_2 à condition que l'on ait pour l'abscisse k du point C : $k > k_0$.

Si l'on obtenait $k < k_0$, on calculerait alors μ_1' et μ_2' et on utiliserait l'abaque établi à partir de $\bar{\sigma}_b'$ et correspondant à la même valeur de δ' .



$$\mu_1' = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}_b' b h^2} \quad \mu_2' = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}_b' b h^2}$$

on aura ainsi la section d'armatures

$$A = A' = \frac{\bar{\omega} b h}{100}$$

la contrainte des armatures comprimées est

$$\bar{\sigma}_a = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}_b'$$

2) Section entièrement comprimée :

Etant donné qu'il n'y a pas de traction dans la section de béton, on peut appliquer les formules classiques de RDM à la section homogénéisée.

On aura alors pour la contrainte en un point situé à la distance ϑ du centre de gravité de la section

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm \frac{M \vartheta}{S}$$

la contrainte sur la fibre la plus comprimée sera

$$\sigma'_{1,b} = \frac{N}{b h_t + 2n A'} + \frac{M_G \cdot h_t}{I} \cdot \frac{h_t}{2}$$

$$\text{avec } I = \frac{b h^3}{12} + 2n A' (0,5 - \delta_t')^2 h_t^2$$

M_G est le moment des forces extérieures par rapport au CDG de la section homogénéisée, centre de gravité qui coïncide avec le CDG du rectangle, car la section est armée symétriquement.

I est le moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie.

on pose $\bar{\sigma}'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$

$$e_0 = \frac{Mc}{N} < \frac{ht}{6}$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}'_b b h t}{N'}$$

$$\beta = \frac{6M}{N' h t}$$

$$\delta' = \frac{d}{h t}$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta') \cdot \beta$$

$$D = 0,30(\beta - \beta) - 0,9(1 - \beta)(1 - 2\delta')^2$$

$$E = \beta - \beta - 1$$

e, b et h exprimés en cm

l'expression du moment d'inertie I devient

$$C\ddot{\omega}^2 + D\ddot{\omega} + E = 0 \quad \text{dont la racine est} \quad \ddot{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

on aura ainsi la section d'armatures $A' = \frac{15}{\pi} \ddot{\omega} \frac{b h t}{100}$

Calcul de la contrainte admissible en flexion composée

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

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 5/6 \quad \text{contrôle atténué}$$

$\gamma = 1$ fonction des épaisseurs relatives des éléments et de dimensions des granulats ($C_g: 5/15$)

$$\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$$

δ : dépend de la nature de la sollicitation

$$\delta = \min \left[0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right] \quad \text{en flexion composée.}$$

Calcul du pourcentage minimal d'Armatures

$$\frac{A'}{B'} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$\bar{\sigma}'_m$: contrainte moyenne de compression de la pièce sous les sollicitations du 1^{er} genre calculée sur la section du béton seul.

θ_1 : coefficient tenant compte des éventuelles excentricités de charges et égal à :

1,8 pour un poteau d'angle

1,4 pour un poteau de rive

1 pour les poteaux intérieurs

θ_2 : coefficient numérique donné par

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

l_c : longueur de flambement

a : plus petite dimension de la section transversale

c : enrobage des armatures longitudinales

$$\theta_3 : \quad \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}'_{en}}$$

Dans le calcul de la contrainte moyenne de compression $\bar{\sigma}'_m$, 2 cas se présentent :

· Section entièrement comprimée :

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{B} \quad \text{on aura} \quad A' \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

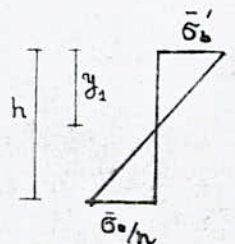
· Section partiellement comprimée

le diagramme de Navier donne

$$y_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a}$$

$$\text{on aura} \quad B = b \cdot y_1$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{B} = \frac{N}{b \cdot y_1}$$



Exemple de détermination des armatures longitudinales

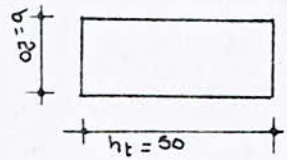
Poteaux B₁, C₁, D₁, E₁ (et symétriquement B'₁, C'₁, D'₁, E'₁) sous niveau R.D.C., sollicités dans le sens longitudinal.

Sous (S₁)_{max}

$$M = 0,353 \text{ t.m}$$

$$N_{\text{max}} = 45,676 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{35300}{45676} = 0,77 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 8,33 \text{ cm}$$



la section est entièrement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = \left(1 + \frac{0,77}{25}\right) \cdot 68,5 = 70,61 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 70,61 \text{ kgf/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 137 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{on retient donc } \bar{\sigma}'_b = 70,61 \text{ kgf/cm}^2$$

calcul des coefficients

$$\delta' = \frac{d}{h_t} = \frac{3}{50} = 0,06$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h}{N} = \frac{70,61 \cdot 20 \cdot 47}{45676} = 1,546 \quad ; \quad \beta = \frac{6M}{N h_t} = \frac{6 \cdot 35300}{45676 \cdot 50} = 0,093$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta')\beta = 0,27(1 - 2 \cdot 0,06) \cdot 1,546 = 0,323 \quad ; \quad E = -(1 + \beta - \beta) = 0,453$$

$$D = 0,30(\beta - \beta) - 0,9(1 - \beta) \cdot (1 - 2\delta')^2 = 0,30(1,546 - 0,093) - 0,9(1 - 1,546) \cdot (1 - 2 \cdot 0,06)^2 = 0,816$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-0,816 + \sqrt{(0,816)^2 - 4 \cdot 0,32 \cdot 0,453}}{2 \cdot 0,323} = -0,824$$

on a un pourcentage d'armatures négatif, les armatures comprimées ne seront pas nécessaires.

Sous (S₂)_{min}:

$$N_{\text{min}} = 23,533 \text{ t}$$

$$M = 7,74 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{77400}{23533} = 13,19 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

la section est partiellement comprimée.

On détermine la section d'armatures par la méthode des abaques exposée dans le cours P. Charon dans le chapitre "Calcul des sections rectangulaires au moyen d'abaques" au paragraphe "Détermination d'Armatures symétriques A=A'".

$$M_{at} = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 77400 + 23533 \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 1291726 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ac} = M - N \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 77400 - 23533 \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 256274 \text{ kg.cm}$$

$$K_0 = \frac{15}{\eta} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{15}{15} \cdot \frac{4200}{205,5} = 20,43$$

$$\mu_1 = \frac{15 M_{at}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1291726}{4200 \cdot 20 \cdot 47^2} = 0,104 \quad ; \quad \mu_2 = \frac{15 M_{ac}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 256274}{4200 \cdot 20 \cdot 47^2} = 0,02$$

en utilisant l'abaque établi à partir de $\bar{\sigma}_a$ et correspondant à la valeur de δ' .

$$\mu_1, \mu_2$$

$$K = 26 > K_0 = 20,43$$

$$\bar{\omega}' = 0,19$$

$$A = A' = \frac{\bar{\omega}' b h}{100} = \frac{0,19 \cdot 20 \cdot 47}{100} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'Armatures : cette section correspond a la totalité de la section sous sollicitations du 1^{er} genre .

$$A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\tilde{\sigma}_{bb}}$$

$$A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 4,91 \cdot 1,52 \cdot \frac{45676}{68,5} = 8,74 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} = 8,74 \text{ cm}^2$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ le poteau étudié est de rive}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_e}{4a - 2c} = 1 + \frac{203}{4 \cdot 20 - 2 \cdot 3} = 4,91$$

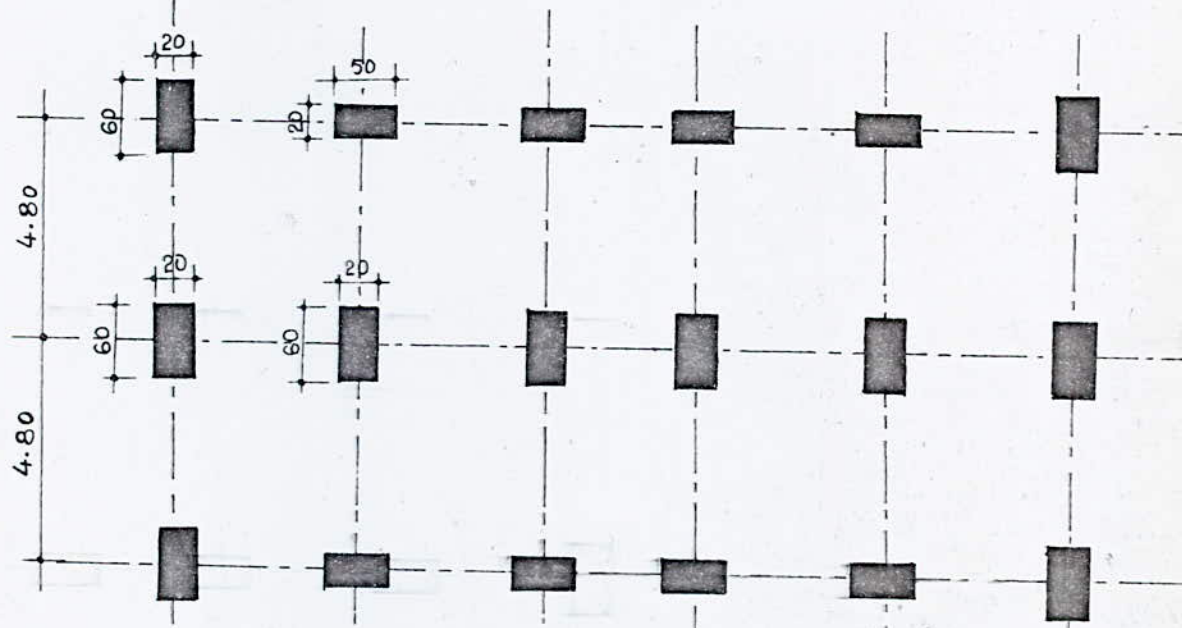
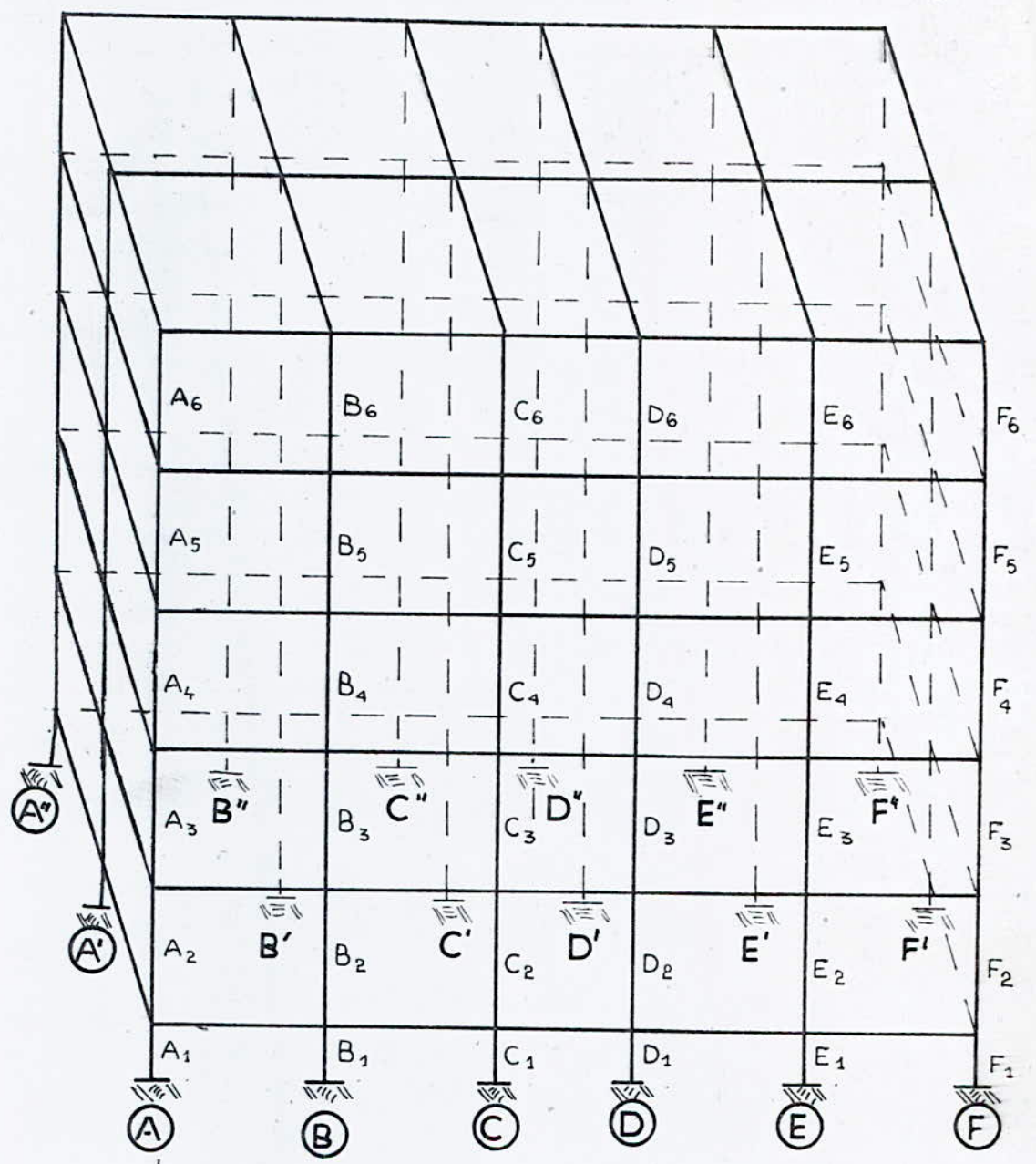
$$\text{avec: } l_e = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 290 = 203 \text{ cm}$$

$$c : \text{enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$a = \min(b, h_t) = 20 \text{ cm}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{6e_n} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,52$$

Representation schematique des poteaux



3.60 **Vue en plan** 3.60 2.60 3.60 3.60

Ferailage des poteaux sous niveau 1 (RDC) Sens Longitudinal

Poteaux		A ₁		F ₁		B ₁ C ₁		D ₁ E ₁		A' ₁		F' ₁		B' ₁ C' ₁		D' ₁ E' ₁		
		A'' ₁	F'' ₁	B'' ₁	C'' ₁	D'' ₁	E'' ₁	A' ₁	F' ₁	B' ₁	C' ₁	D' ₁	E' ₁					
sollicitations		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
	M (tm)	0,283	0,283	6,220	6,220	0,353	0,353	7,740	7,740	0,283	0,283	6,220	6,220	0,353	0,353	7,740	7,740	
	N (t)	19,690	22,572	-4,717	43,783	43,344	45,676	23,533	58,650	35,675	38,688	6,410	61,535	87,819	92,224	55,135	107,491	
	e ₀	1,44	1,25	131,86	14,20	0,81	0,77	32,89	13,19	0,79	0,73	97,0	10,11	0,40	0,38	14,03	7,20	
	ht/l ₆	0,33	3,33	3,33	3,33	8,33	8,33	8,33	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	$\bar{\sigma}'_{Kf/cu^2}$	98,64	77,0	205,5	205,5	70,71	70,61	205,5	157	73,9	73,5	205,5	205,5	71,24	71,10	205,5	176,70	
section - partiellement comprimée	M _a Kg/cm			584264	972264			1291726	2064300			673280	1114280			1215080	1633928	
	M _c Kg/cm			659736	271736			256274	-516300			570720	129720			332920	-85928	
	μ ₁			0,107	0,178			0,104	0,167			0,123	0,205			0,234	0,315	
	μ ₂			0,121	0,050			0,02	-0,042			0,105	0,024			0,064	-0,0165	
	K ₀			20,43	20,43			20,43	26,75			20,43	20,43			19,46	22,63	
	K			32	20,80			26	17			28,5	17,5			17,5	12	
	ω			0,90	0,43			0,19				0,79						
	μ ₁								0,237				0,28			0,304	0,475	
	μ ₂								-0,074				0,032			0,083	-0,025	
	ω								0,10				0,46			0,80	1,52	
A _{cm}			9,72	4,64			2,16	0,94			8,53	4,96			8,64	15,50		
Section entièrement comprimée	ω'	<0	<0			<0	<0			<0	<0			0,483	0,655			
	A' _(cm²)	0	0			0	0			0	0			5,79	7,86			
Section - min	A _m (cm ²)		5,56				8,75				9,52				12,62			
section - adop	A _c (cm ²)	5T20				2T20				3T20				5T20				

133

Ferrailage des poteaux sous niveau 2 Sens Longitudinal

Poteaux		A ₂		F ₂		B ₂ C ₂		D ₂ E ₂		A' ₂		F' ₂		B' ₂ C' ₂		D' ₂ E' ₂		
		A'' ₂		F'' ₂		B'' ₂ C'' ₂		D'' ₂ E'' ₂										
solllicitations		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
	M (tm)	0,304	0,304	6,220	6,220	0,378	0,378	7,740	7,740	0,304	0,304	6,220	6,220	0,378	0,378	7,740	7,740	
	N (t)	16,341	18,913	-3,823	36,456	35,414	37,464	18,909	48,415	29,716	32,296	5,312	51,517	73,721	77,581	45,626	91,072	
	e ₀	1,86	1,60	162,69	17,06	1,06	1,01	40,93	15,98	1,02	0,94	117	12,07	0,51	0,49	16,96	8,50	
	ht/g	3,33	3,33	3,33	3,33	8,33	8,33	8,33	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,32	3,33	3,33	3,33
	σ _b ' (Kg/cm ²)	81,24	79,46	205,5	205,5	107,10	106,89	205,5	168,42	75,48	74,94	205,5	205,5	72,0	71,83	205,5	190,06	
section partiellement comprimée	M _a ^t (Kg/cm)	/	/	591416	913648	/	/	1189998	1839130	/	/	664496	1034136	/	/	1138008	1502560	
	M _a ^c (Kg/cm)	/	/	652284	330352	/	/	358002	-291130	/	/	579504	209864	/	/	408992	45440	
	μ ₁	/	/	0,108	0,167	/	/	0,096	0,148	/	/	0,122	0,190	/	/	0,203	0,290	
	μ ₂	/	/	0,119	0,06	/	/	0,029	0,023	/	/	0,106	0,038	/	/	0,080	0,009	
	K ₀	/	/	20,43	20,43	/	/	20,43	24,93	/	/	20,43	20,43	/	/	19,46	21,04	
	K	/	/	31,50	20,80	/	/	28,5	< K ₀	/	/	28,5	18,5	/	/	18,4	15	
	ω	/	/	0,90	0,50	/	/	0,24		/	/	0,79		/	/			
	μ ₁	/	/			/	/		0,247	/	/		0,260	/	/	0,285	0,407	
	μ ₂	/	/			/	/		-0,039	/	/		0,052	/	/	0,102	0,012	
	ω	/	/			/	/		0,025	/	/		0,46	/	/	0,81	1,14	
A	/	/	9,72	5,40	/	/	2,26	0,23	/	/	8,53	4,96	/	/	8,75	12,31		
section entièrement comprimée	ω'	< 0	< 0	/	/	< 0	< 0	/	/	< 0	< 0	/	/	< 0	0,039	/	/	
	A' (cm ²)	0	0	/	/	0	0	/	/	0	0	/	/	0	1,19	/	/	
section-min	A _m (cm ²)		4,66				7,17				7,95				10,61			
section-adoptée	A _t (cm ²)	5T20				2T20				3T20				5T20				

Ferrailage des poteaux sous niveau 3

Sens Longitudinal

Poteaux		A ₃		F ₃		B ₃		C ₃		D ₃		E ₃		A' ₃		F' ₃		B' ₃		C' ₃		D' ₃		E' ₃	
		A'' ₃	F'' ₃	B'' ₃	C'' ₃	D'' ₃	E'' ₃	A' ₃	F' ₃	B' ₃	C' ₃	D' ₃	E' ₃												
sollicitations		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}				
	M (bm)	0,304	0,304	5,600	5,600	0,378	0,378	6,960	6,960	0,304	0,304	5,600	5,600	0,378	0,378	6,960	6,960								
	N (t)	11,134	14,462	-1,226	27,483	28,044	29,569	15,814	37,547	23,806	25,823	5,921	39,657	58,325	61,859	36,855	72,075								
	e ₀	2,73	2,10	456,77	20,37	1,34	1,27	44,0	18,54	1,27	1,18	94,58	14,12	0,65	0,61	18,88	9,65								
	h/16	3,33	3,33	3,33	3,33	8,33	8,33	8,33	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33								
	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	87,20	82,88	205,5	205,5	72,17	71,98	205,5	178,95	77,06	76,56	205,5	205,5	72,94	72,67	205,5	201,9								
Section - partiellement comprimée	M _a ^t (kg/cm)			550192	779864			806698	152203			607368	877256			990840	1272600								
	M _a ^c (kg/cm)			569808	340136			348092	-130034			512632	242744			401160	119400								
	μ ₁			0,101	0,143			0,065	0,123			0,110	0,160			0,180	0,234								
	μ ₂			0,105	0,062			0,028	-0,010			0,094	0,045			0,074	0,022								
	K ₀			20,43	20,43			20,43	23,47			20,43	20,43			20,43	20,80								
	K			32	24,70			36	21,5			29	20,80			20,50	15,5								
	ω			0,78	0,47			0,21				0,72	0,38			0,60									
	μ ₁ '									0,192															0,235
	μ ₂ '									-0,0164															0,0204
	ω									0,03															0,70
A			8,42	5,07			1,97	0,28			7,77	4,10			6,48	7,56									
Section entièrement comprimée	$\bar{\omega}$	< 0	< 0			< 0	< 0			< 0	< 0			< 0	< 0										
	A' _(cm²)	0	0			0	0			0	0			0	0										
Section - min	A' _(cm²)		3,56				5,66				6,36				8,46										
Section adoptée	A _(cm²)	3T20				2T20				3T20				3T20											

Ferrailage des poteaux sous niveau 4

Sens Longitudinal.

Poteaux		A ₄ A'' ₄		F ₄ F'' ₄		B ₄ B'' ₄		C ₄ C'' ₄		D ₄ D'' ₄		E ₄ E'' ₄		A' ₄		F' ₄		B' ₄		C' ₄		D' ₄		E' ₄		
Sollicitations		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
	M (tm)	0,357	0,357	5,100	5,100	0,443	0,443	6,350	6,350	0,357	0,357	5,100	5,100	0,443	0,443	6,350	6,350									
	N (t)	9,955	11,399	0,776	19,104	20,684	22,176	12,216	27,890	17,878	19,349	6,025	28,301	43,619	46,137	27,381	54,489									
	e ₀	3,58	3,13	657	26,69	2,14	2,00	51,98	22,77	2,00	1,84	84,65	18,02	1,02	0,96	23,19	11,65									
	ht/6	3,33	3,33	3,33	3,33	8,33	8,33	8,33	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33									
	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	93,0	89,90	205,5	205,5	74,36	73,98	205,5	196,30	82,20	81,10	205,5	205,5	75,42	69,16	205,5	205,5									
Section - partiellement comprimée	M _a ^t (kg/cm)	155340		516208	662832			903752	1248580			558200	736400			854048	1070912									
	M _a ^c (kg/cm)	-43940		503792	357168			366248	21420			461800	283600			415952	199088									
	μ ₁	0,043		0,095	0,12			0,073	0,10			0,10	0,135			0,157	0,196									
	μ ₂	-0,012		0,092	0,045			0,030	0,0017			0,085	0,052			0,076	0,036									
	K ₀	30,1		20,43	20,43			20,43	21,39			20,43	20,43			20,43	20,43									
	K	43		32,5	25			33,5	32			30,8	24			22	18									
	ω	0,00		0,69	0,50			0,23	0,63			0,63	0,47			0,59										
	μ ₁																									0,268
	μ ₂																									0,0498
	ω																									0,50
A	0,00		7,45	5,40			2,16	5,92			6,80	5,07			6,37	5,40										
Section entièrement comprimée	ω'		<0				<0	<0			<0	<0			<0	<0										
	A' _(cm²)		0				0	0			0	0			0	0										
Section - min	A' _{min} (cm ²)		2,81				4,25				4,76				6,31											
Section - adop	A _E (cm ²)	3T20				2T20				2T20+1T16				2T20+1T16												

Ferrailage des poteaux sous niveau 5

Sens Longitudinal.

Poteaux		A ₅		F ₅		B ₅ C ₅		D ₅ E ₅		A' ₅		F' ₅		B' ₅ C' ₅		D' ₅ E' ₅		
		A'' ₅	F'' ₅	B'' ₅	C'' ₅	D'' ₅	E'' ₅	A' ₅	F' ₅	B' ₅	C' ₅	D' ₅	E' ₅					
		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
	M (cm)	0,410	0,410	4,040	4,040	0,511	0,511	5,010	5,010	0,410	0,410	4,040	4,040	0,511	0,511	5,010	5,010	
	N (t)	6,780	7,624	1,907	11,597	13,958	14,531	7,888	19,292	12,008	12,876	5,180	17,735	28,575	30,415	17,516	36,924	
	e ₀	6,05	5,37	211,85	34,83	3,65	3,51	58,55	25,97	4,25	3,97	77,99	22,78	1,43	1,35	26,50	13,57	
	ht/6	3,33	3,33	3,33	3,33	8,33	8,33	8,33	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	109,92	105,15	205,5	205,5	78,50	78,11	205,5	205,5	97,61	95,68	205,5	205,5	78,29	77,24	205,5	205,5	
Section partiellement comprimée	M _a ^t (Kgcm)	95240	101992	419256	436776	/	/	674536	325424	137064	144008	445440	545880	/	/	641128	796392	
	M _a ^c (Kgcm)	-13240	-19992	388744	311224	/	/	327464	76576	-55064	-62008	362560	262120	/	/	362872	205608	
	μ ₁	0,026	0,028	0,077	0,031	/	/	0,054	0,075	0,037	0,040	0,082	0,100	/	/	0,120	0,146	
	μ ₂	0,0036	0,0055	0,0710	0,0570	/	/	0,0260	0,0060	-0,0150	-0,0170	0,0660	0,0480	/	/	0,0660	0,0380	
	K ₀	25,47	26,63	20,43	20,43	/	/	20,43	29,43	28,68	29,26	20,43	20,43	/	/	20,43	20,43	
	K	56,5	54	35,3	31	/	/	40	30,8	46	46	33,5	28,3	/	/	26	21,5	
	ω	0,00	0,00	0,52	0,43	/	/	0,22	0,065	0,00	0,12	0,49	0,36	/	/	0,50	0,33	
	μ ₁	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	μ ₂	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	ω	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A	0,0	0,0	5,62	4,64	/	/	2,07	0,61	0,0	1,296	5,29	3,89	/	/	5,40	3,56		
Section entièrement comprimée	ω'	/	/	/	/	<0	<0	/	/	/	/	/	/	<0	<0	/	/	
	A' (cm ²)	/	/	/	/	0	0	/	/	/	/	/	/	0	0	/	/	
Section-min	A' _m (cm ²)	/	8,06	/	/	/	2,87	/	/	/	13,72	/	/	/	4,16	/	/	
Section-adopt	A _e (cm ²)	3T16				2T16				2T20 + 1T16				3T16				

-137-

Ferrailage des poteaux sous niveau 6 (terrasse)

Sens Longitudinal

		A ₆		F ₆		B ₆		C ₆		D ₆		E ₆		A' ₆		F' ₆		B' ₆		C' ₆		D' ₆		E' ₆		
		A'' ₆		F'' ₆		B'' ₆		C'' ₆		D'' ₆		E'' ₆														
		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
	M	2,773	3,812	1,912	5,222	5,997	6,816	4,205	7,764	6,087	6,398	3,609	8,204	13,430	14,602	9,396	16,480									
	N	0,309	0,309	2,282	2,282	0,384	0,384	2,840	2,840	0,309	0,309	2,282	2,282	0,384	0,384	2,840	2,840									
	e ₀	11,14	8,10	119,35	43,69	6,40	5,63	67,54	36,58	5,08	4,83	63,23	27,81	2,85	2,63	30,22	17,23									
	ht/6	3,33	3,33	3,33	8,33	8,33	8,33	8,33	8,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	3,33									
	σ̄ ₆	137,0	124,0	205,5	205,5	86,04	83,9	205,5	205,5	103,3	101,6	205,5	205,5	88,0	86,5	205,5	205,5									
section partiellement comprimée	M _a ^t	53084	61396	243496	269976					376510	454808	79596	82084	257072	293832									359168	415840	
	M _a ^c	8716	404	212904	186424					191490	113192	17796	20284	199328	162568									208832	152160	
	μ ₁	0,015	0,017	0,045	0,049					0,030	0,037	0,022	0,023	0,047	0,054									0,066	0,076	
	μ ₂	0,002	0,0001	0,039	0,034					0,015	0,009	0,005	0,006	0,036	0,030									0,038	0,028	
	K ₀	20,43	22,58	20,43	20,43					20,43	20,43	27,00	27,56	20,43	20,43									20,43	20,43	
	K			46	43					55	47,5	63	62	41,5	40									36	32	
	ω	0,02	0,00	0,30	0,26					0,11	0,07	0,04	0,05	0,26	0,22									0,29	0,21	
	μ' ₁																									
	μ' ₂																									
	ω																									
A	0,21	0,00	3,24	2,81					1,03	0,66	0,43	0,54	2,81	2,38									3,13	2,27		
Section entièrement comprimée	ω'																									
	A'																									
Section minimale	A' _m		3,59						1,30				4,87										2,00			
Section Adoptée	A		3T14						2T14						3T14								3T14			

Ferrailage des poteaux sous niveau 1 (RDC)

Sens Transversal

Poteaux	A ₁		F ₁		B ₁		C ₁		D ₁		E ₁		A' ₁		F' ₁		B' ₁		C' ₁		D' ₁		E' ₁	
	A'' ₁	F'' ₁	B'' ₁	C'' ₁	D'' ₁	E'' ₁	A' ₁	F' ₁	B' ₁	C' ₁	D' ₁	E' ₁	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}
Sollicitations	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}
M (tm)	0,813	1,835	2,847	3,245	0,566	0,994	0,841	1,453	0,312	0,392	3,760	3,082	2,172	0,865	14,897	15,041								
	15,683	26,579	8,084	30,982	41,202	47,007	21,375	60,501	37,116	38,688	27,463	40,482	88,536	92,278	67,007	95,619								
	5,18	6,90	35,22	10,47	1,37	2,11	3,93	2,40	0,84	1,01	13,69	7,61	2,45	0,94	22,23	15,73								
	10	10	10	10	3,33	3,33	3,33	3,33	10	10	10	10	10	10	10	10								
	80,33	84,26	205,5	138,61	77,88	82,95	143,13	127,41	70,42	70,81	149,64	128,81	74,10	70,65	178,90	156,63								
Section - Partiellement comprimée.	M _a ^t (kgm)		494884	1130032			255100				717738					3231882	3990194							
	M _a ^c (kgm)		74516	-481032			-86300				-710278					-252482	-981994							
	M ₁			0,028	0,064			0,056				0,041					0,184	0,227						
	M ₂			0,004	-0,027			-0,019				-0,04					-0,144	0,056						
	K ₀			20,43	30,3			29,34				28,06					22,36	25,54						
	K			55	28			32				>K ₀					16,5	12						
	w̄			0,03	-			<0				<0					-	-						
	M ₁			-	0,13			-				-					0,288	0,406						
	M ₂			-	-0,055			-				-					-0,023	-0,10						
	w̄			-	<0			-				-					0,36	0,70						
	A			0,34	0			0				0					4,03	7,84						
Section. entièrement comprimée	w̄'	<0	<0	-	-	<0	<0	-	<0	<0	-	<0	0,751	0,148	-	-								
	A' _(cm²)	0	0	-	-	0	0	-	0	0	-	0	3,01	1,78	-	-								
Section. min	A' _m (cm ²)	4,98				6,85				5,64						9,60								
Section. adopt	A _t (cm ²)	2T20				3T20				2T20				3T20										

-139-

Ferrailage des poteaux sous niveau 2

Sens Transversal

Poteaux		A ₂		F ₂		B ₂		C ₂		D ₂		E ₂		A' ₂		F' ₂		B' ₂		C' ₂		D' ₂		E' ₂	
		A'' ₂	F'' ₂	B'' ₂	C'' ₂	D'' ₂	E'' ₂	A' ₂	F' ₂	B' ₂	C' ₂	D' ₂	E' ₂												
solllicitations		(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max				
	M (Cm)	0,511	1,897	2,466	3,797	0,149	1,159	0,621	1,794	1,347	0,188	3,799	3,927	6,329	0,575	14,825	15,400								
	N (t)	13,246	22,008	6,621	26,012	33,823	38,500	17,173	50,183	31,002	32,296	22,621	34,208	74,438	77,581	55,387	81,343								
	e ₀	3,86	8,62	37,25	14,6	0,44	3,01	3,62	3,57	4,34	0,58	16,53	11,48	8,50	0,74	26,77	18,93								
	h _c /6	10	10	10	10	3,33	3,33	3,33	3,33	10	10	10	10	10	10	10	10								
	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	77,31	88,18	205,5	152,75	71,52	83,12	139,90	139,48	78,42	69,83	159,36	142,07	87,91	70,19	194,42	167,60								
Section - Partiellement comprimée	M _a ^t (Kgcm)			418746	1056012			199484	580864			962046	1282108			2922562	3654918								
	M _a ^c (Kgcm)			74454	-296612			-75284	-222064			-214246	-496708			42438	-574918								
	M ₁			0,024	0,06			0,044	0,128			0,054	0,073			0,166	0,208								
	M ₂			0,004	-0,017			-0,017	-0,05			-0,012	-0,028			0,0024	-0,033								
	K ₀			20,43	27,5			30	30,11			26,35	29,56			20,57	23,86								
	K			>K ₀	>K ₀			>K ₀	21			>K ₀	<K ₀			19	13,5								
	\bar{w}			<0	<0			<0	-			<0	-			-	-								
	M ₁			-	-			-	0,257			-	0,144			0,24	0,347								
	M ₂			-	-			-	-0,098			-	-0,056			0,0035	-0,055								
	\bar{w}			-	-			-	<0			-	<0			0,22	0,50								
A			0	0			0	0			0	0			2,46	5,60									
Section entierelement comprimée	\bar{w}'	<0	<0	-	-	<0	<0	-	-	<0	<0	-	-	0,837	<0	-	-								
	A' ₁ (cm ²)	0	0	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-	9,37	0	-	-								
Section-min	A' _m (cm ²)		4,12				5,61				4,71				8,08										
Section-adopt	A _t (cm ²)	2T20				3T20				2T20				3T20											

-140-

Ferraillage des poteaux sous niveau 3

Sens Transversal

Poteaux	A ₃ F ₃				B ₃ C ₃ D ₃ E ₃				A' ₃ F' ₃				B' ₃ C' ₃ D' ₃ E' ₃					
	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max		
sollicitations	M (tm)	0,283	1,669	2,213	3,478	0,164	1,144	0,523	1,696	1,062	0,188	3,348	3,526	5,040	0,575	13,288	13,863	
	N (t)	11,379	16,925	6,089	20,168	27,151	30,290	14,729	38,862	24,812	25,823	17,890	27,688	59,227	61,859	43,575	65,584	
	e ₀	2,49	9,86	36,34	17,25	0,60	3,78	3,55	4,36	4,28	0,73	18,71	12,73	8,51	0,93	30,49	21,14	
	h _t /6	10	10	10	10	3,33	3,33	3,33	3,33	10	10	10	10	10	10	10	10	
	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	74,18	91,02	205,5	161,81	72,63	94,37	139,23	147,60	78,27	70,16	166,85	146,37	87,93	70,62	205,5	175,15	
Section - Partiellement comprimée	M _a ^t (kgcm)	/	/	373614	872168	/	/	356720	170132	480496	/	/	799940	1072488	/	/	2461750	3091484
	M _a ^c (kgcm)	/	/	62986	-176568	/	/	-127920	-65532	-141296	/	/	-130340	-367288	/	/	135850	-318804
	M ₁	/	/	0,022	0,05	/	/	0,118	0,038	0,106	/	/	0,0455	0,06	/	/	0,14	0,176
	M ₂	/	/	0,0036	-0,01	/	/	-0,042	-0,0144	-0,031	/	/	-0,007	-0,021	/	/	0,011	-0,018
	K ₀	/	/	20,43	25,96	/	/	23,60	30,17	28,46	/	/	25,17	28,69	/	/	20,43	23,97
	K	/	/	62	36	/	/	<K ₀	>K ₀	<K ₀	/	/	44	>K ₀	/	/	21	<K ₀
	\bar{w}	/	/	<0	<0	/	/	-	<0	-	/	/	0	<0	/	/	0,17	-
	M ₁ '	/	/	-	-	/	/	0,233	-	0,20	/	/	-	-	/	/	-	0,28
	M ₂ '	/	/	-	-	/	/	-0,084	-	-0,06	/	/	-	-	/	/	-	-0,029
	\bar{w} '	/	/	-	-	/	/	<0	-	<0	/	/	-	-	/	/	-	0,22
	A	/	/	0	0	/	/	0	0	0	/	/	0	0	/	/	1,30	2,46
Section entièrement comprimée	\bar{w} '	<0	<0	-	-	<0	-	-	-	<0	<0	-	-	<0	<0	-	-	
	A' (cm ²)	0	0	-	-	0	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-	
Section-min	A _m (cm ²)		3,17				14,60				3,76				6,44			
Section-adopt	A _t (cm ²)	2T20				2T20+1T16				2T20				2T20				

- 141 -

Ferraillage des poteaux sous niveau 4

Sens Transversal

Poteaux		A ₄		F ₄		B ₄		C ₄		D ₄		E ₄		A' ₄		F' ₄		B' ₄		C' ₄		D' ₄		E' ₄		
		A'' ₄	F'' ₄	B'' ₄	C'' ₄	D'' ₄	E'' ₄	A'' ₄	F'' ₄	B'' ₄	C'' ₄	D'' ₄	E'' ₄	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
sollicitations		(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	(S ₁) _{min}	(S ₁) _{max}	(S ₂) _{min}	(S ₂) _{max}	
	M (tm)	0,111	1,497	1,994	3,237	0,317	0,991	0,465	1,638	0,846	0,188	3,039	3,227	4,064	0,575	12,090	12,665									
	N (t)	9,109	12,245	5,247	14,633	20,265	22,291	11,720	28,071	18,620	19,349	13,328	20,998	44,023	46,137	32,085	49,531									
	P ₀	1,22	12,23	3,8	22,12	1,56	4,45	3,97	5,84	4,54	0,97	22,8	15,37	9,23	1,25	37,70	25,57									
	h _t /6	10	10	10	10	3,33	3,33	3,33	3,33	10	10	10	10	10	10	10	10									
	J _b (kg/cm ²)	71,28	96,41	205,5	178,51	79,22	98,95	143,52	162,76	78,87	70,72	180,85	155,39	89,58	71,35	205,5	190,33									
Section - Partiellement comprimée	M _a (kgcm)	/	468070	355822	704158	/	277428	140260	388368	/	/	650428	868648	/	/	2043210	2554306									
	M _c (kgcm)	/	-168670	62978	-56758	/	-73228	-47260	-60768	/	/	-42628	-223248	/	/	374730	-21306									
	M ₁	/	0,04	0,019	0,04	/	0,092	0,031	0,086	/	/	0,037	0,05	/	/	0,116	0,145									
	M ₂	/	-0,014	0,004	-0,003	/	-0,026	-0,01	-0,013	/	/	-0,0024	-0,013	/	/	0,021	-0,0012									
	K ₀	/	29,04	20,43	23,53	/	28,30	29,26	25,8	/	/	23,22	27,03	/	/	20,43	22,06									
	K	/	>K ₀	66	44	/	<K ₀	>K ₀	>K ₀	/	/	>K ₀	>K ₀	/	/	24,5	<K ₀									
	ω	/	<0	0	0,01	/	-	<0	<0	/	/	<0	<0	/	/	0,19	0,16									
	M ₁	/	-	-	-	/	0,173	-	-	/	/	-	-	/	/	-	0,214									
	M ₂	/	-	-	-	/	-0,049	-	-	/	/	-	-	/	/	-	-0,0018									
	ω	/	-	-	-	/	<0	-	-	/	/	-	-	/	/	-	0,14									
A	/	0	0	0,11	/	0	0	0	/	/	0	0	/	/	2,13	1,57										
Section entièrement comprimée	ω'	<0	-	-	-	<0	-	-	-	<0	<0	-	-	<0	<0	-	-									
	A' (cm ²)	0	-	-	-	0	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-									
Section - min	A' _m (cm ²)		7,09				11,03				2,82				4,80											
Section adopté	A _t (cm ²)	2T20				2T20 + 1T16				2T20				2T20												

- 142 -

Ferrailage des poteaux sous niveau 5

Sens Transversal

Poteaux		A ₅		F ₅		B ₅		C ₅		D ₅		E ₅		A' ₅		F' ₅		B' ₅		C' ₅		D' ₅		E' ₅	
		(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max
	M (tm)	0,166	1,290	1,467	2,773	0,432	0,902	0,278	1,475	0,539	0,197	2,379	2,576	2,676	0,607	9,081	10,090								
	N (t)	6,504	7,900	4,110	9,394	13,196	14,531	8,232	17,753	12,43	12,876	8,927	14,148	28,812	30,415	20,890	33,052								
	P ₀	2,55	16,33	35,63	29,52	3,27	6,21	3,38	8,31	4,34	1,53	26,65	18,21	9,29	2,00	43,47	30,53								
	h _t /G	10	10	10	10	3,33	3,33	3,33	3,33	10	10	10	10	10	10	10	10								
	\bar{U}_b (kg/cm ²)	74,32	105,78	205,5	203,86	90,90	111	137,48	188,14	78,47	72	194,02	165,12	89,71	73,06	205,5	205,5								
Section - Partiellement comprimée	M _a (kgcm)	/	334400	253560	521544	/	206448	93656	289524	/	/	470002	625448	/	/	1451240	1868352								
	M _a (kgcm)	/	-76400	39840	33056	/	-26048	-38056	5476	/	/	5798	-110248	/	/	364360	149648								
	M ₁	/	0,029	0,014	0,03	/	0,068	0,02	0,064	/	/	0,027	0,036	/	/	0,083	0,106								
	M ₂	/	-0,007	0,0023	0,0018	/	-0,009	-0,0084	0,0012	/	/	0,0003	-0,0063	/	/	0,02	0,0085								
	K ₀	/	26,47	20,43	20,60	/	25,22	30,55	22,32	/	/	21,65	25,44	/	/	20,43	20,43								
	K	/	53	>K ₀	52	/	32	65	33	/	/	56	46	/	/	30	25								
	\bar{w}	/	<0	<0	0	/	<0	<0	0	/	/	0	<0	/	/	0,17	0,11								
	M ₁	/	-	-	-	/	-	-	-	/	/	-	-	/	/	-	-								
	M ₂	/	-	-	-	/	-	-	-	/	/	-	-	/	/	-	-								
	\bar{w}	/	-	-	-	/	-	-	-	/	/	-	-	/	/	-	-								
A	/	0	0	0	/	0	0	0	/	/	0	0	/	/	1,90	1,23									
Section entièrement comprimée	\bar{w}	<0	-	-	-	<0	-	-	-	<0	<0	-	-	<0	<0	-	-								
	A _l (cm ²)	0	-	-	-	0	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-								
Section-min	A _m (cm ²)		4,31				6,68				1,88				3,17										
Section adopt	A _t (cm ²)	2T16				3T16				2T20				2T16											

143

Ferrailage des poteaux sous niveau 6 (terrasse)

Sens Transversal

Poteaux	A ₆		F ₆		B ₆		C ₆		D ₆		E ₆		A' ₆		F' ₆		B' ₆		C' ₆		D' ₆		E' ₆	
	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max	(S ₁) min	(S ₁) max	(S ₂) min	(S ₂) max
M (tm)	0,823	1,321	0,348	2,349	0,601	0,809	0,092	1,224	0,220	0,406	1,309	1,487	0,906	1,908	5,292	5,887								
N (t)	3,546	3,914	2,578	4,556	6,679	6,930	4,777	8,154	6,234	6,398	4,683	7,124	14,209	14,602	10,677	16,167								
E ₀	23,21	33,75	13,5	51,55	9,00	11,67	1,93	15,01	3,53	6,35	27,9	29,79	6,38	13,07	49,56	34,41								
h _t /6	10	10	10	10	3,33	3,33	3,33	3,33	10	10	10	10	10	10	10	10								
\bar{J}'_6 (kg/cm ²)	121,5	137	149	205,5	130	137	122,58	205,5	76,56	83	198,31	173,96	83,06	98,34	205,5	205,5								
Section - Partiellement comprimée	M _a ^E (kgcm)	233864	174496	101828	353356	113532	136340	/	187632	/	/	252814	333324	/	570452	806802	1009042							
	M _a ^C (kgcm)	30336	-9896	-32228	116444	6668	25460	/	57168	/	/	8986	-37124	/	-188852	251598	168358							
	M ₁	0,02	0,015	0,0058	0,02	0,038	0,003	/	0,04	/	/	0,014	0,02	/	0,05	0,046	0,057							
	M ₂	90026	-90008	-90018	90016	90022	90006	/	90013	/	/	90005	-9002	/	-9001	90014	9010							
	K ₀	23,05	20,43	28,19	20,43	21,54	20,43	/	20,43	/	/	21,17	24,14	/	28,30	20,43	20,43							
	K	78	65	>K ₀	67	45	>K ₀	/	45	/	/	>K ₀	>K ₀	/	38,5	42,5	36,5							
	\bar{w}	<0	0	<0	0,04	0	<0	/	0,09	/	/	<0	<0	/	0	0,11	0,08							
	M ₁	-	-	-	-	-	-	/	-	/	/	-	-	/	-	-	-							
	M ₂	-	-	-	-	-	-	/	-	/	/	-	-	/	-	-	-							
	\bar{w}	-	-	-	-	-	-	/	-	/	/	-	-	/	-	-	-							
A	0	0	0	0,45	0	0	/	0,81	/	/	0	0	/	0	1,23	0,90								
Section entierement comprimée	\bar{w}'	-	-	-	-	-	<0	-	<0	<0	-	-	<0	-	-	-								
	A ₁ (cm ²)	-	-	-	-	-	0	-	0	0	-	-	0	-	-	-								
Section-min	A' _m (cm ²)		1,82				2,81			0,932				4,64										
Section adopt	A _t (cm ²)	2T14				3T14				2T14				2T14										

144

ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX

Les armatures transversales des poteaux, servent à positionner les armatures longitudinales, à empêcher le gonflement du béton, et à s'opposer au flambement des armatures.

Aucun pourcentage minimal n'est requis pour les armatures transversales, la seule condition à respecter est la distance entre 2 cours consécutifs qui ne doit pas dépasser l'espacement admissible \bar{t}

Zônes courantes

l'espacement admissible est

$$\bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{l_{\max}}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}}\right) \phi_{l_{\min}} \end{cases}$$

dans la pratique on prend

- $\phi_t \geq 0,3 \phi_{l_{\max}}$ $\phi_{l_{\max}} = 20 \text{ mm}$ on choisit $\phi_t = 8 \text{ mm}$
- $t \leq 15 \phi_{l_{\min}}$

au niveau VI $\phi_{l_{\min}} = 14 \text{ mm}$ $t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$

au niveau V $\phi_{l_{\min}} = 16 \text{ mm}$ $t \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$

aux niveaux IV, III, II, I $\phi_{l_{\min}} = 20 \text{ mm}$ $t \leq 15 \times 2,0 = 30 \text{ cm}$

Zônes de recouvrement

Si ν est le nombre de cours d'armatures à disposer sur la zone de recouvrement, il doit satisfaire à la condition :

$$\nu \geq 3$$

$$\nu \geq 0,4 \left(\frac{\phi_l^2}{\phi_t^2} \right) \frac{\sigma_{enl}}{\sigma_{ent}}$$

ϕ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

$$\nu \geq 0,4 \left(\frac{20}{8} \right)^2 \frac{4200}{2400} = 4,4 \quad \nu \geq 5$$

Les PS69 recommandent une longueur de recouvrement de $50 \phi_l$

au niveau $\phi_{l_{\max}} = 16 \text{ mm}$ $50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$

autres niveau $\phi_{l_{\max}} = 20 \text{ mm}$ $50 \times 2,0 = 100 \text{ cm}$

Dans les zones de recouvrement, on considère un espacement $t = 20 \text{ cm}$

Les armatures transversales reprennent aussi l'effort tranchant dû au séisme et développée aux extrémités des poteaux.

le plus grand effort tranchant agit sur le poteau central du portique transversal intermédiaire.

moments d'inertie des poteaux

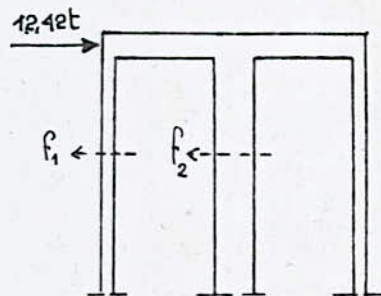
poteau de rive $I_r = \frac{50 \cdot 20^3}{12} = 3,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

poteau central $I_c = \frac{20 \cdot 60^3}{12} = 36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$$f_1 = \frac{0,8 I_r F}{0,8 I_r + I_c + 0,8 I_r} = \frac{0,8 \cdot 3,33}{36 + 1,6 \cdot 3,3} \cdot 12,42 = 0,80 t$$

$$f_2 = \frac{I_c F}{0,8 I_r + I_c + 0,8 I_r} = \frac{36}{36 + 1,6 \cdot 3,3} \cdot 12,42 = 10,8 t$$

on prend $T = f_2 = 10,8 t$



Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{10800}{20.718 \cdot 57} = 10,8 \text{ kgf/cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux sont constituées au niveau 1 de 2 cadres et 1 épingle $\Phi 8$ $A_t = 2,5 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{10,8}{9 \cdot 1,5 \cdot 5,9}\right) 2400 = 0,87 \cdot 2400 = 2088 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,5 \cdot 718 \cdot 57 \cdot 2088}{10800} = 24,1 \text{ cm}$$

espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 0,2 \cdot 57 = 11,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 57 \left(1 - 0,3 \frac{10,8}{5,9 \cdot 1,5}\right) = 36,1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{t} = 36 \text{ cm}$$

Les règlements PS69 Art 2,312-2 stipulent que dans les poteaux, de part et d'autre du nœud, sur une longueur égale au $\frac{1}{6}$ de la longueur libre du poteau l'espacement maximum sera réduit au $\frac{4}{5}$ de l'espacement normalement admis
En conclusion nous adopterons

- En zone Courante : $t = 20 \text{ cm}$

- En zone de recouvrement : $t = 15 \text{ cm}$

FONDATAIONS

Les fondations à calculer sont des fondations superficielles avec une contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ à 1,50 m de profondeur.

On mettra sous la semelle un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, dosé à 250 kg/m^3 .

Les semelles seront calculées en compression simple, les moments à la base des poteaux étant repris par des poutres de redressement, qui lieront entre elles l'ensemble des semelles.

On aura 3 types de semelles :

- Semelles isolées
- Semelles continues sous 2 poteaux
- Semelles sous joint de dilatation

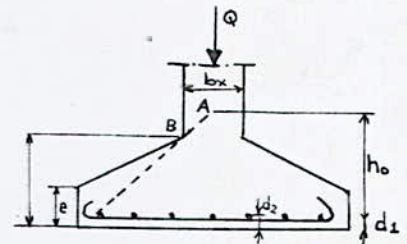
Méthode de calcul des semelles isolées : "Méthode des bielles"

Cette méthode est en concordance avec la réalité physique selon laquelle les efforts sont transmis au sol par des bielles de béton comprimé. Les semelles seront supposées rigides.

Prédimensionnement

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{avec} \quad \frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4} \quad \text{et} \quad e \geq 6\phi + 6 \quad (e, \phi \text{ en cm})$$

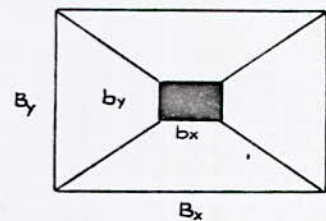


on obtient $B_x \geq \sqrt{\frac{b_x}{b_y} \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}}$ $B_y \geq \sqrt{\frac{b_y}{b_x} \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}}$

Méthode de calcul :

$$\bar{\sigma} = \frac{Q}{B_x B_y} \quad \text{contrainte du sol}$$

$$dQ = \bar{\sigma} dx dy = \frac{Q}{B_x B_y} dx dy \quad \text{réaction du sol}$$



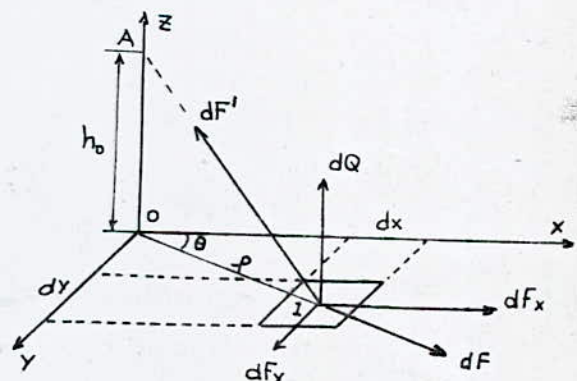
en décomposant dQ en dF et dF' comme sur le schéma :

$$\frac{dF}{dQ} = \frac{OI}{h_o} \quad \text{d'où} \quad dF = \frac{Q}{B_x B_y} \cdot \frac{OI}{h_o} dx dy$$

en décomposant dF parallèlement aux axes Ox et Oy :

$$dF_x = dF \cos \theta = dF \frac{x}{OI} = \frac{Q}{B_x B_y} \cdot \frac{x}{h_o} dx dy$$

$$\text{en intégrant} \quad F_x = \frac{Q}{B_x B_y h_o} \int_0^{B_y} dy \int_0^{B_x} x dx = \frac{Q B_x}{8 h_o}$$



Avec la relation $\frac{h_t - d_1}{h_o} = \frac{B_x - b_x}{B_x}$ on a : $F_x = \frac{Q (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)}$

d'une manière analogue : $F_y = \frac{Q (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)}$

Sections d'Armatures :

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$$



Semelle	effort de compression		B_x m	B_y m	h_t cm	F_x t	F_y t	A_x cm ²	A_y cm ²	A_{xad} cm ²	A_{yad} cm ²
	sous (S ₁)	sous (S ₂)									
S ₁	27t	44t*	2,00	0,70	40	22	7,9	5,24	1,88	5HA12	5HA8
S ₂	47t*	61t	2,25	0,90	50	23	9,2	8,21	3,29	8HA12	8HA8
S ₃	39t	62t*	2,40	0,80	50	31	11	7,38	2,62	7HA12	7HA8
S ₄	93t*	108t	3,40	1,15	75	46,5	16	16,6	5,71	9HA16	8HA10

CALCUL DE LA SEMELLE SOUS JOINT DE DILATATION

On a deux portiques transversaux séparés par un joint de dilatation de 2cm d'épaisseur les chargements des 2 poteaux sont différents; on envisagera une semelle commune aux 2 poteaux, tout en vérifiant la condition de non-poinçonnement (CCBA68 Art 39,54) l'espacement des poteaux étant relativement faible par rapport aux dimensions de ceux-ci, On assimilera les 2 poteaux à un seul poteau de dimension double et dont le chargement est égal à la somme des charges sur chaque poteau.

Vérification de la condition de non-poinçonnement sous charges localisées

$$1,5 \frac{Q}{p_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{sous sollicitations du 1^{er} genre}$$

Q : somme des charges des 2 poteaux

h_t : hauteur totale de la semelle

p_c : périmètre du contour à considérer, situé à une distance $h_t/2$

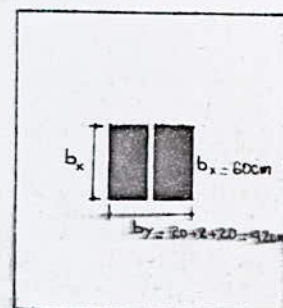
$$p_c = (b_x + h_t + b_y + h_t) \cdot 2 = (b_x + b_y + 2h_t) \cdot 2$$

$$p_c \cdot h_t \geq \frac{1,5 Q}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1,5 \times (38,7 + 26,6)}{5,9} = 16,600 \text{ cm}^2$$

$$2h_t(2h_t + b_x + b_y) \geq 16,60 \cdot 10^3$$

$$2h_t^2 + h_t(60 + 42) - 8,30 \cdot 10^3$$

on obtient $h_t = 43,8 \text{ cm}$ on prend $h_t = 50 \text{ cm}$



Calcul de la semelle par la méthode des bielles

Sous (S_2) $Q = N_1 + N_2 = 44,0 + 62,0 = 106,0 \text{ t}$

$$\left. \begin{array}{l} B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \\ \frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \end{array} \right\} \begin{array}{l} B_x B_y \geq \frac{106 \cdot 10^3}{2,5 \times 1,33} = 31832 \text{ cm}^2 \\ \frac{B_x}{B_y} = \frac{60}{42} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{on obtient :} \\ B_x = 220 \text{ cm} \\ B_y = 150 \text{ cm} \end{array}$$

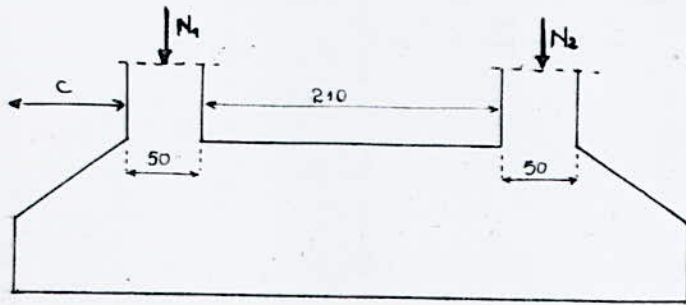
$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(ht - d_1)} = \frac{106 \cdot 10^3 (220 - 60)}{8(50 - 5)} = 47111 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8(ht - d_2)} = \frac{106 \cdot 10^3 (150 - 42)}{8(50 - 7)} = 33279 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{47111}{4200} = 11,22 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 8T14 \text{ p.m (} 12,31 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{33279}{4200} = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 8T12 \text{ p.m (} 9,05 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Calcul des semelles continues sous deux poteaux

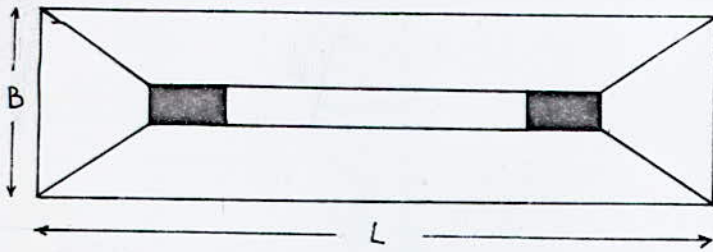


$$N_1 = N_2 = 61 \text{ t}$$

Le centre de gravité des 2 charges est centré entre les poteaux :

$$R = 2N = 122 \text{ t}$$

on se fixe une largeur de semelle
 $B = 1,50 \text{ m}$



$$B L \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} = \frac{122 \cdot 10^3}{2,5} = 48800 \text{ cm}^2$$

$$L \geq \frac{48800}{150} = 325,3 \text{ cm}$$

on prend $L = 4,00 \text{ m}$

Poids propre approximatif de la semelle

$$N_p = 1,5 \times 0,25 \times 4,00 \times 2500 = 3750 \text{ kg}$$

effort total $N_t = R + N_p = 122 + 3,75 = 125,75 \text{ t}$

Verification $B \cdot L = 150 \times 400 = 60000 > \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{125750}{2,5} = 50300 \text{ vérifié}$

Dimensions des consoles :

$$c = \frac{4,00 - 3,10}{2} = 0,45 \text{ m}$$

Determination des efforts : On suppose une repartition uniforme des sous-pressions sous toute la longueur de la fondation.

La valeur de la sous pression sera $q = \frac{R}{L} = \frac{122}{4,00} = 30,5 \text{ t/m.l}$

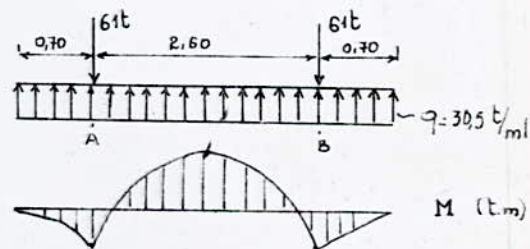
Moments flechissants

Aux appuis :

$$M_A = M_{A'} = 30,5 \times \frac{0,70^2}{2} = 7,47 \text{ t.m}$$

En travée

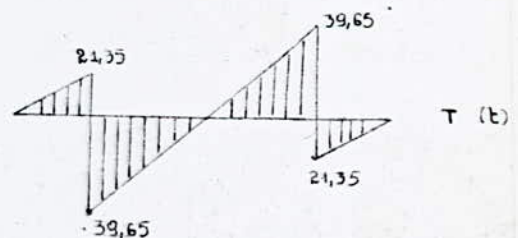
$$M_b = 30,5 \cdot \frac{(0,70 + 1,3)^2}{2} - 61 \times 1,3 = -18,3 \text{ t.m}$$



Efforts tranchants

$$T_{AG} = 30,5 \times 0,7 = 21,35 \text{ t} = -T_{B0}$$

$$T_{AD} = 21,35 - 61 = -39,65 \text{ t} = -T_{Bc}$$



Détermination des armatures longitudinales

Le ferrillage se fera pour la section en T représentée en pointillé

Section A au droit de l'appui : $M = 7,47 \text{ t.m}$ $T = 39,65 \text{ t}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 65^2} = 0,0316$$

$$\begin{aligned} \kappa &= 50,0 \\ \bar{\epsilon} &= 0,9231 \\ \alpha &= 0,2308 \end{aligned}$$

$$y = \alpha h = 0,2308 \times 65 = 15 \text{ cm}$$

section rectangulaire 20×70

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{50,0} = 84 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

armatures comprimées non nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\epsilon} h} = \frac{7,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9231 \cdot 65} = 2,96 \text{ cm}^2$$

Section en travée : $M = 18,3 \text{ t.m}$

La partie tendue étant vers le haut, la largeur à prendre en compte est $b = 150 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 18,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 150 \cdot 65^2} = 0,0103$$

$$\begin{aligned} \kappa &= 95,0 \\ \bar{\epsilon} &= 0,9545 \\ \alpha &= 0,1364 \end{aligned}$$

$$y = \alpha h = 0,1364 \cdot 65 = 8,87 \text{ cm} < h_0 = 15 \text{ cm}$$

l'a.n tombe dans la table de compression on considère une section rectangulaire 150×70

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{95} = 44,2 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\epsilon} h} = \frac{18,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9545 \cdot 65} = 7,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 4T16 \text{ (8,04 cm}^2\text{)}$$

Armatures dans le sens perpendiculaire à la poutre

le calcul sera fait pour une bande de 1 m

$$q = \frac{R}{B L} = \frac{61 \times 2}{1,50 \times 4,0} = 20,33 \text{ t/m}$$

La largeur de la console est de 65 cm, le moment dans la section d'encastrement est

$$M = q \frac{c^2}{2} = 20,33 \times \frac{0,65^2}{2} = 4,3 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4,3 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times 70^2} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \kappa &= 166 \\ \bar{\epsilon} &= 0,9724 \end{aligned}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\epsilon} h} = \frac{4,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9724 \cdot 65} = 1,62 \text{ cm}^2$$

soit 3HA10 p.m.l

Verifications

Condition aux appuis

$$T + \frac{M}{z} \leq A \bar{\sigma}_a \quad \text{ou} \quad A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \left[T + \frac{M}{z} \right]$$

$$A \geq \frac{1}{4200} \left[39658 - \frac{747000}{7/8 \times 65} \right] < 0$$

verification de l'adhérence :

$$\bar{\tau}_d = 3 \bar{\sigma}_b = 26,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{T}{n \pi \phi z} \leq \bar{\tau}_d$$

$$n \phi \geq \frac{T}{\pi z \bar{\tau}_d} = \frac{39658}{3,14 \times 7/8 \times 65 \times 26,6} = 8,35$$

on utilise des $\phi 10$ d'où $n \geq \frac{8,35}{1,0}$ on adopte $10 T 10 = 7,85 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales

determination de l'effort tranchant au nœud poteau

$$\frac{T}{1,05} = \frac{39,658}{1,3} \quad T = 32,03 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{32030}{20 \times 7/8 \times 65} = 28,16 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b' = 3,5 \times 8,85 = 30,98 \text{ kgf/cm}^2$$

on adopte 1 cadre T 10 ($1,57 \text{ cm}^2$)

$$\beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{28,16}{9 \times 8,85} = 0,64 < \frac{2}{3} = 0,66$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 0,2 \times 65 = 13 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 65 \left(1 - 0,3 \frac{28,16}{8,85} \right) = 2,95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

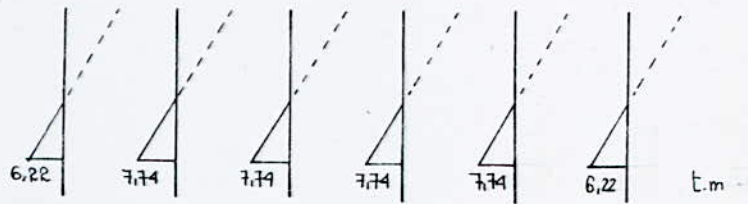
$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,57 \times 7/8 \times 65 \times 2800}{39658} = 6,3 \text{ cm} \quad t_s = 6 \text{ cm}$$

Suite de Caquot : $3 + 2 \times 7 + 2 \times 8 + 2 \times 9 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 12 = 105 \text{ cm}$.

Calcul des poutres de redressement ces poutres sont soumises à leurs extrémités

aux moments à la base des poteaux. le poids propre n'est pas à considérer car celles-ci reposent sur le sol.

Sens Longitudinal



On armera toutes les longrines de la même façon pour faciliter l'ouvrage.

$$M = 7,74 \text{ t.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,74 \times 10^5}{4200 \times 20 \times 37^2} = 0,10096$$

$$K = 24,6$$

$$\varepsilon = 0,8737$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{24,6} = 170 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{7,74 \times 10^5}{4200 \times 0,8737 \times 37} = 5,7 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T16 (6,03 \text{ cm}^2)$$

la longrine sera armée symétriquement (en haut et en bas)

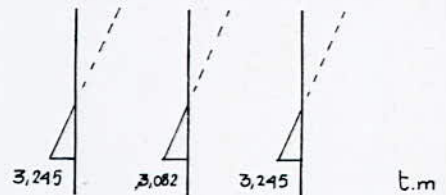
Sens transversal

Poutre de rive :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3,245 \times 10^5}{4200 \times 20 \times 37^2} = 0,0423$$

$$K = 42,2$$

$$\varepsilon = 0,9126$$



$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{42,2} = 99,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 2,3 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 3T12 (3,39 \text{ cm}^2) \text{ armée symétriquement.}$$

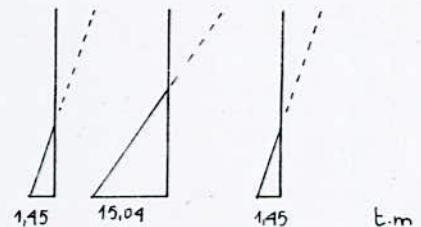
Poutre intermédiaire :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 150400}{4000 \times 20 \times 37^2} = 0,206$$

$$K = 15,6$$

$$\varepsilon = 0,8366$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 12,18 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T25 (14,73 \text{ cm}^2)$$



— MURS DE REFEND —

Sous le niveau RDC seront disposés des murs peripheriques et des murs interieurs transverseaux, en béton armé. Ces murs reprennent les effets du seisme au niveau du RDC, et assurent une stabilité à l'ensemble du bâtiment. Ces elements en voiles ont une hauteur de 1,60 m et une epaisseur de 12 cm. Ils sont soumis a un effort normal de compression du a leur poids propre et poids du niveau I. Le voile peripherique est soumis a des moments flechissants et a des efforts tranchants dus a la poussée des terres. Les voiles, dont la hauteur est 1,60 m peuvent reprendre les efforts normaux de compression.

Les voiles interieures n'étant soumis qu'a des efforts normaux de compression seront armés avec la section minimale d'armatures. Le voile peripherique sera calculé en flexion simple.

Calcul du mur peripherique

Il sera calculé comme mur de soutènement sous la poussée des terres. On considere que les terres sont dans l'équilibre de RANKINE. La pression des terres sur le mur est fonction de la profondeur z son intensité est

$$\sigma = K \cdot \gamma \cdot z$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$K: \text{coefficient de poussée} \quad K = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

φ : angle de frottement interne du terrain on a $\varphi = 35^\circ$

$$\text{on calcule } K = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0,27$$

Determination des efforts

charges des terres

$$q = K \gamma \cdot z = 0,27 \cdot 1,8 \cdot 1,10 = 0,53 \text{ t/ml}$$

Surcharges de remblai p estimée a 1 t/m^2

$$p = K \cdot p = 0,27 \cdot 1 = 0,27 \text{ t/ml}$$

Efforts tranchants

$$T = q \frac{h}{2} + p h = 0,53 \frac{1,10}{2} + 0,27 \cdot 1,10 = 0,59 \text{ t}$$

Moments flechissants a la base du voile :

$$M = q \frac{h^2}{6} + p \frac{h^2}{2} = 0,53 \frac{1,1^2}{6} + 0,27 \frac{1,1^2}{2} = 0,27 \text{ t.m}$$

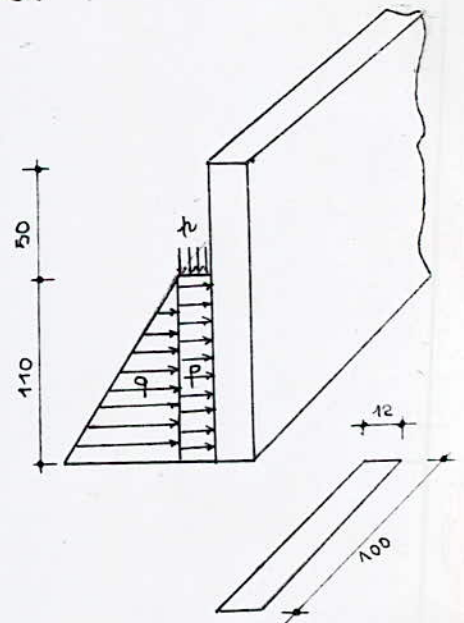
Determination des armatures

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 27000}{2800 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,0178 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9412 \\ K = 70 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{27000}{2800 \cdot 0,9412 \cdot 9} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'Armatures

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 100 \cdot 9 \frac{5,9}{2800} = 1,31 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 6T8 p.m.l}$$



BIBLIOGRAPHIE

Reglements

CCBA 68
Parasismiques 69
Neige et Vent 65

DTU
DTU
DTU

Ouvrages

Le calcul et la verification des ouvrages
en béton Armé

P.Charon

Exercices de Béton armé

P.Charon

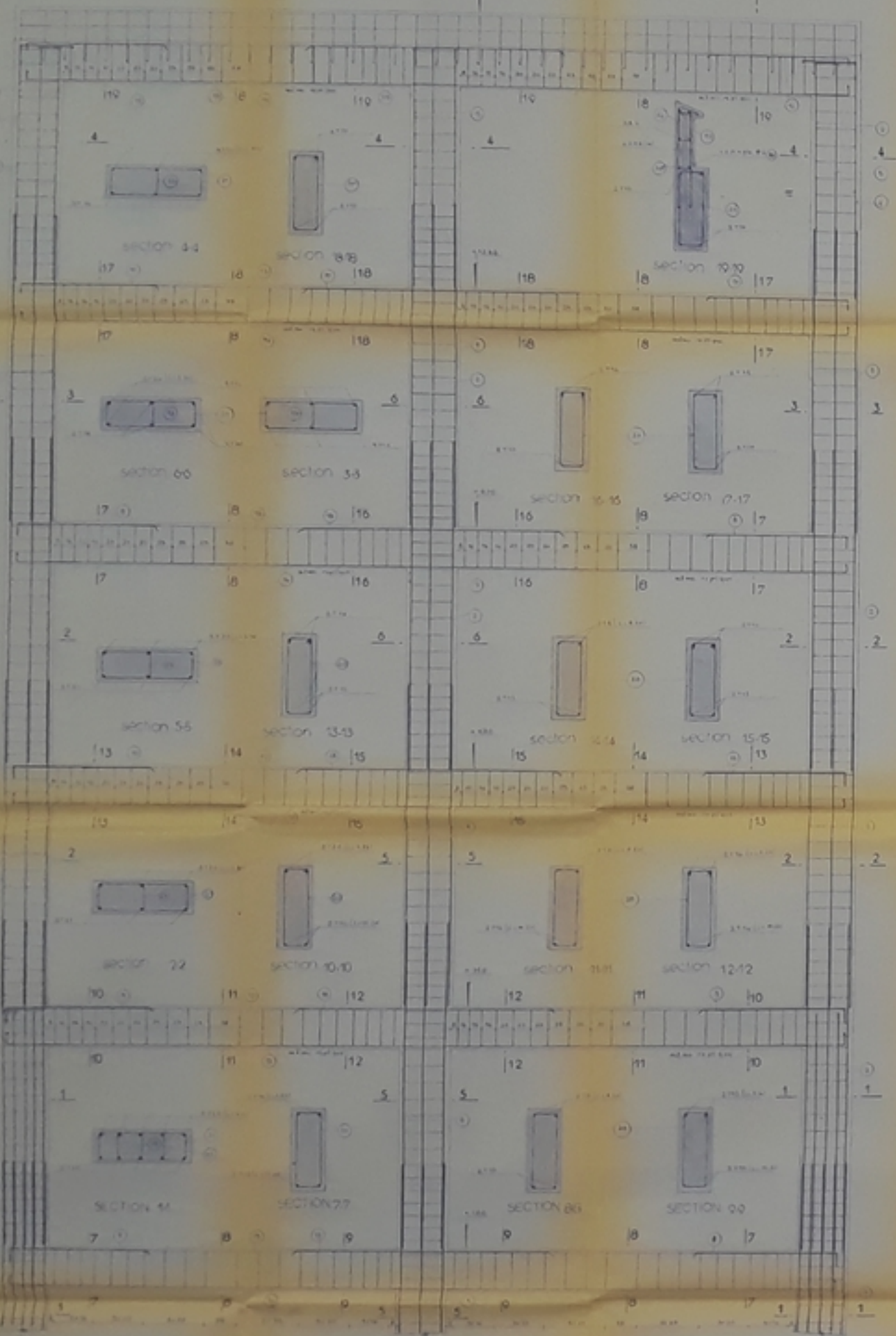
Ossatures de Batiments en Beton armé

A.Fuentes

Traité de béton armé t III

A.Guerrin

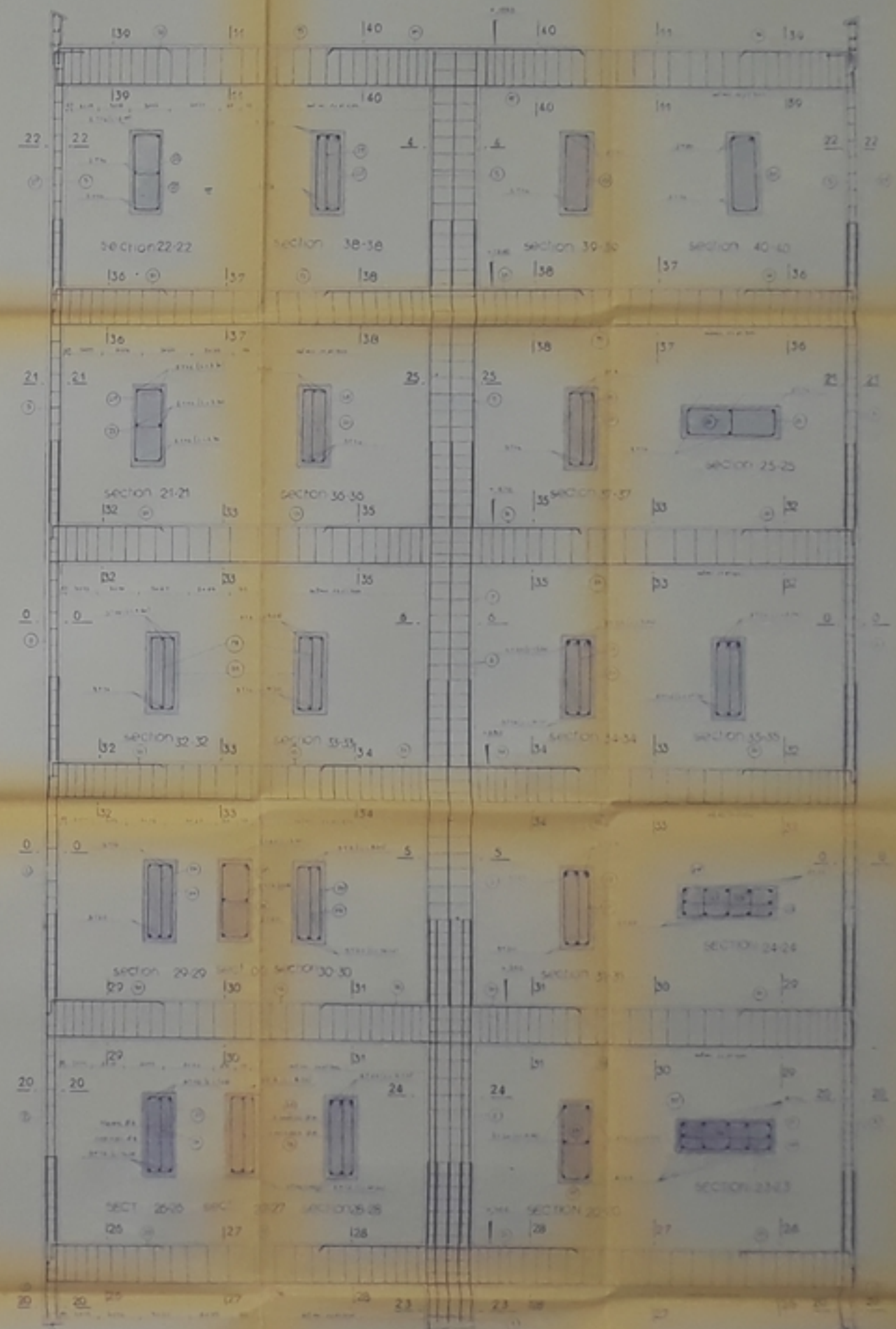
FERRAILLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL DE RIVE (B-B)



NOMENCLATURE DES ACIERS
DES
PORTIQUES

N	Ø	T	long unité	long totale	façonnage
1	20		12.8	12.8	
2	20		12.8	12.8	
3	16		12.8	12.8	
4	14		12.8	12.8	
5	14		12.8	12.8	
6	14		12.8	12.8	
7	16		12.8	12.8	
8	14		12.8	12.8	
9	20		12.8	12.8	
10	16		12.8	12.8	
11	12		12.8	12.8	
12	10		12.8	12.8	
13	8		12.8	12.8	
14	10		12.8	12.8	
15	14		12.8	12.8	
16	12		12.8	12.8	
17	12		12.8	12.8	
18	14		12.8	12.8	
19	10		12.8	12.8	
20	8		12.8	12.8	
21	8		12.8	12.8	
22	8		12.8	12.8	
23	8		12.8	12.8	
24	6		12.8	12.8	
25	6		12.8	12.8	
26	6		12.8	12.8	
27	14		12.8	12.8	
28	8		12.8	12.8	
29	8		12.8	12.8	
30	12		12.8	12.8	
31	10		12.8	12.8	
32	10		12.8	12.8	
33	14		12.8	12.8	
34	6		12.8	12.8	
35	6		12.8	12.8	
36	6		12.8	12.8	
37	6		12.8	12.8	
38	6		12.8	12.8	
39	6		12.8	12.8	
40	6		12.8	12.8	
41	6		12.8	12.8	
42	6		12.8	12.8	

FERRAILLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL INTERMEDIAIRE (A-A)



PG-2881

USTHB

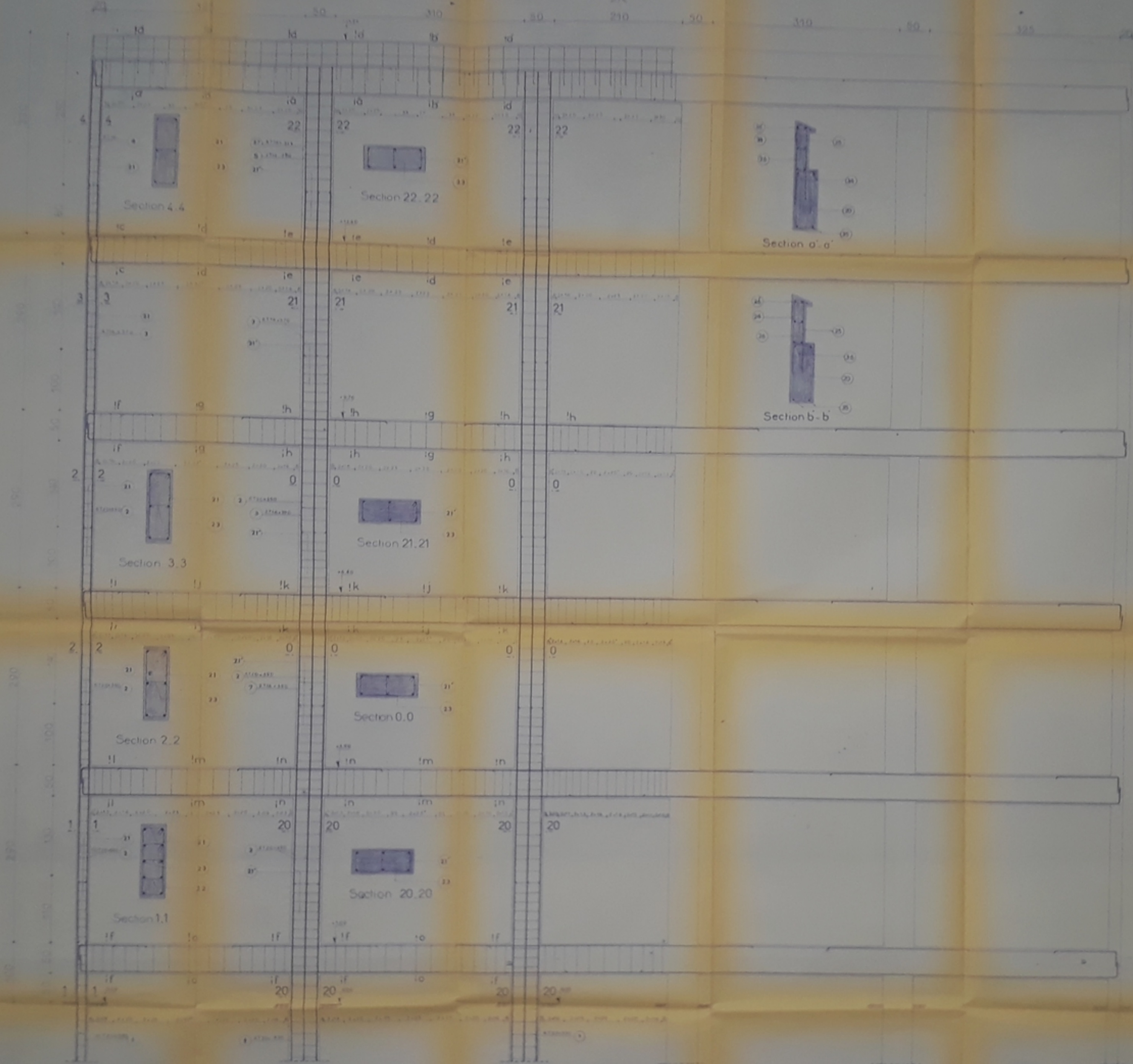
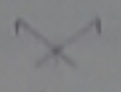
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département GENIE CIVIL

THÈSE DE FIN D'ÉTUDES
PROMOTION JANVIER 1981

BATIMENT
D'HABITATION (RC+4)

DESIGNATION: 1
FERRAILLAGE DES PORTIQUES TRANSVERSAUX
DIBIC, BAB
SZAFRAN
M. BAKH
K. SALCH OUBI

FERRAILAGE DU PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE



FB 2891

USTHB

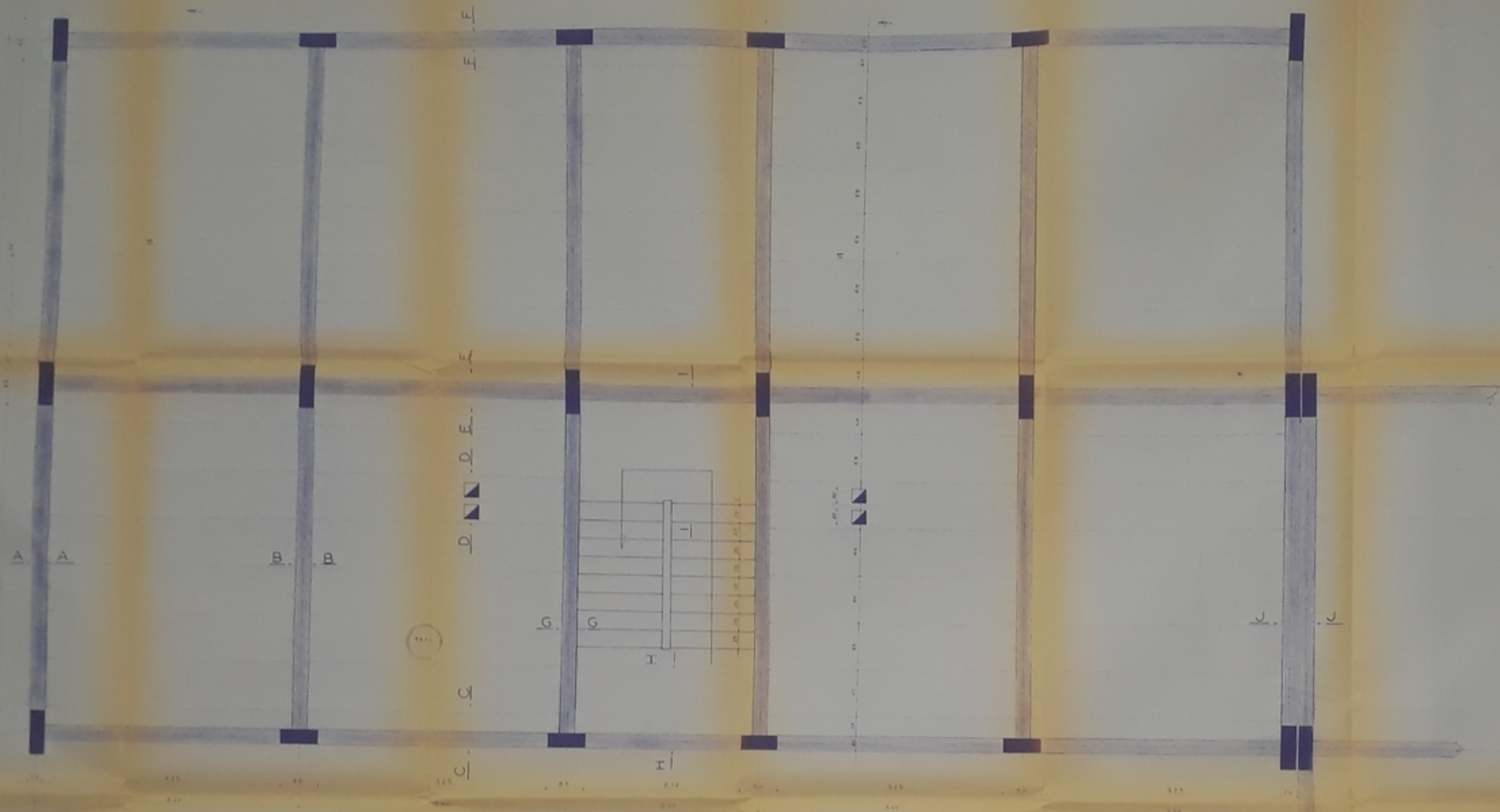
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 Département GÉNIE CIVIL

THÈME DE FIN D'ÉTUDES
 PROMOTION JANVIER 1987

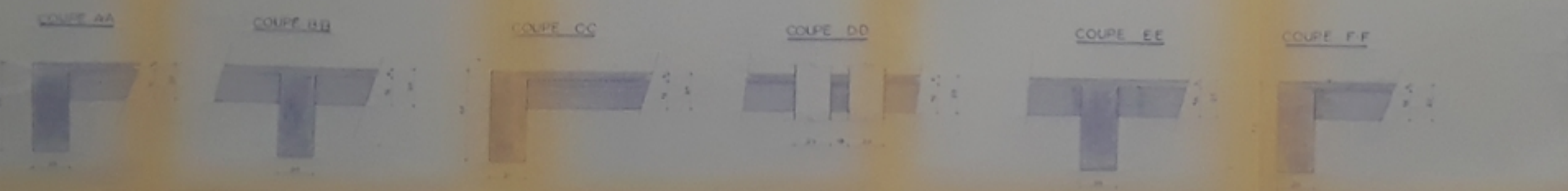
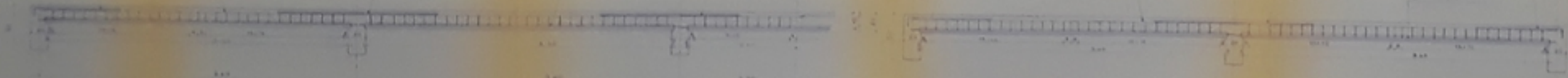
BATIMENT
 D'HABITATION (RC+4)

Origination FERRAILAGE DU PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE	N° 2	PROPOSÉ PAR ELHADJ ELHADJ CORRIGÉ PAR SZAFRAN ELHADJ R. NAJIB & SALEM CHEIKH
--	---------	---

COFFRAGE PLANCHER COURANT



210(L.107) 110(L.600) 210(L.180) 210(L.365) 210(L.155) 218(L.140) 118(L.720) 218(L.180) 218(L.130) 210(L.305)



PS 2884

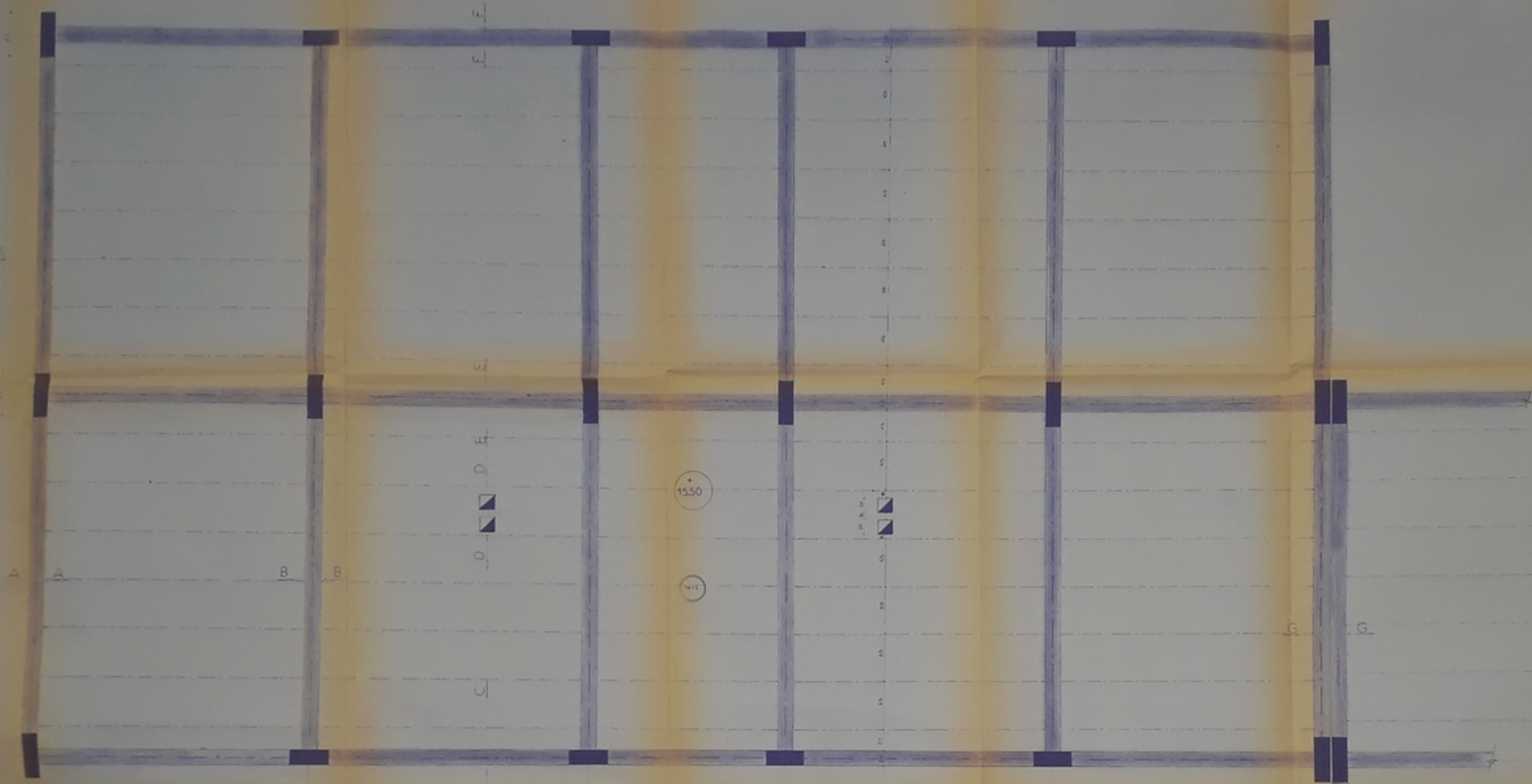
USTHB

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département GENE CIVIL
THÈSE DE FIN D'ÉTUDES
PROMOTION JANVIER 1981

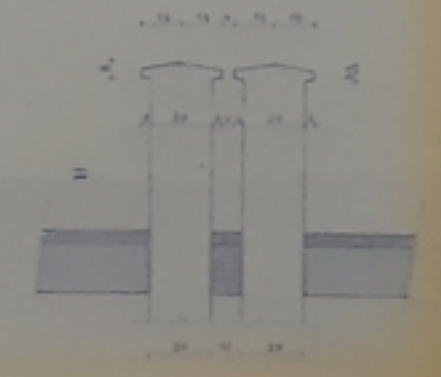
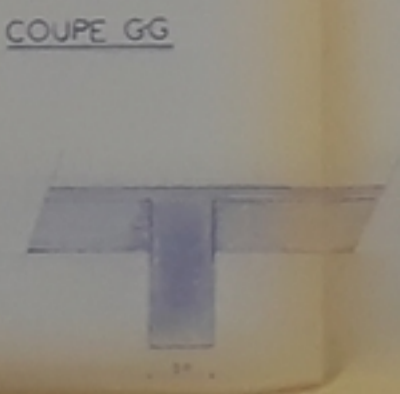
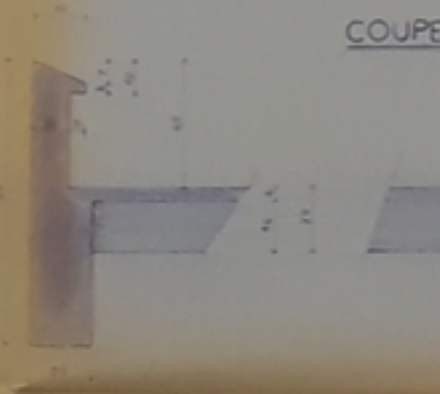
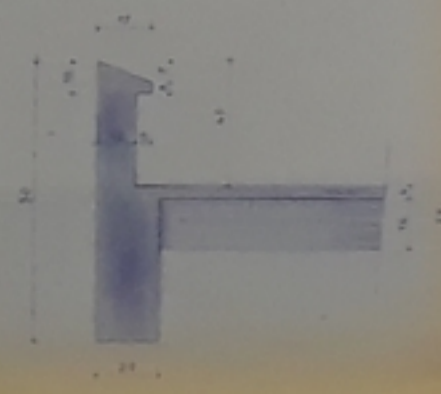
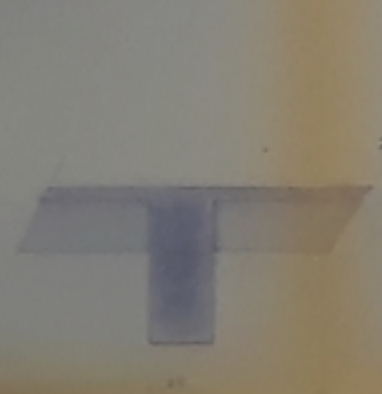
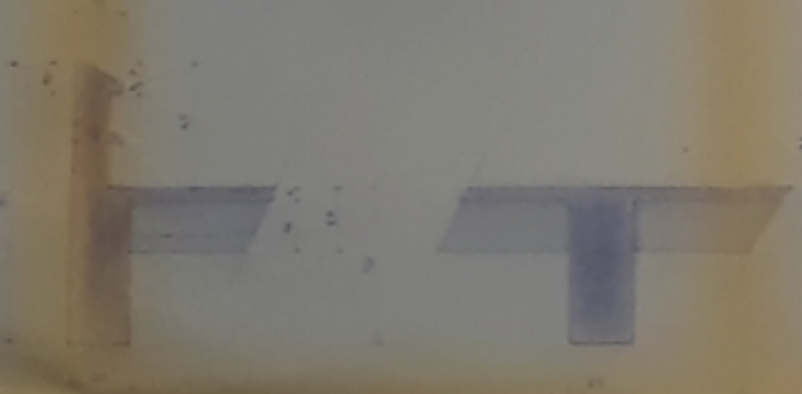
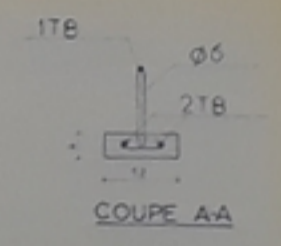
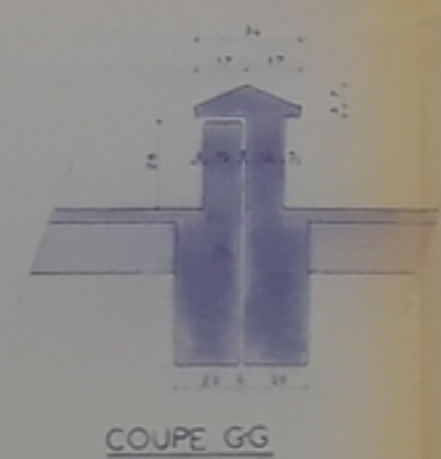
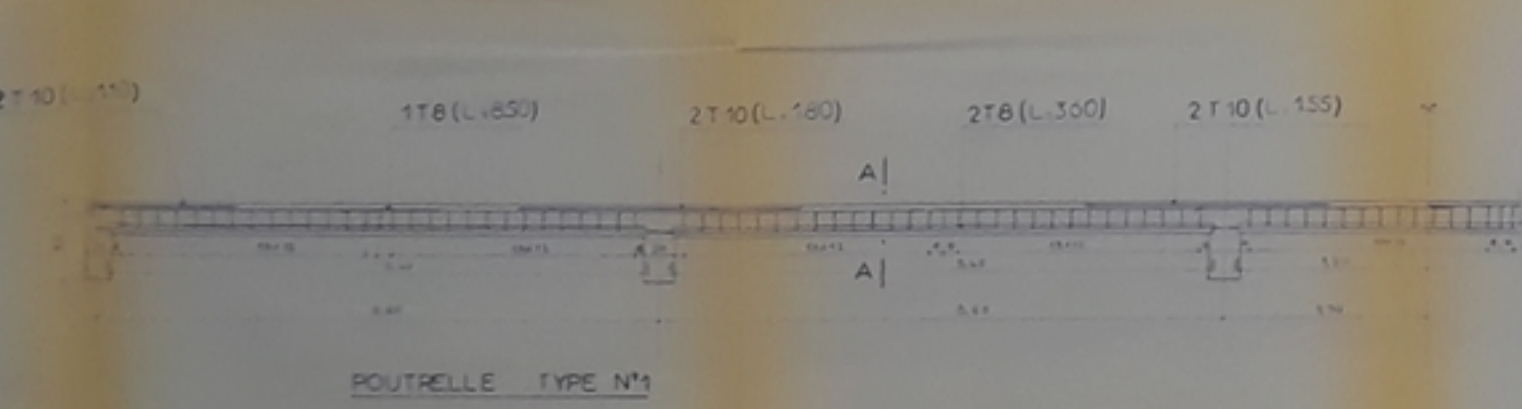
BATIMENT
D'HABITATION (RC+4)

COFFRAGE PLANCHER COURANT	PROPOSE PAR CORINNE ANGLADE ALGERIA
	DIRIGÉ PAR Z. SZAFRAN
	ÉTUDE PAR R. NAKIS Y. SALEM CHERIF (1)

— PLANCHER TERRASSE — COFFRAGE



PB = 210



COUPE AA

COUPE BB

COUPE CC

COUPE FF

COUPE EE

COUPE DD

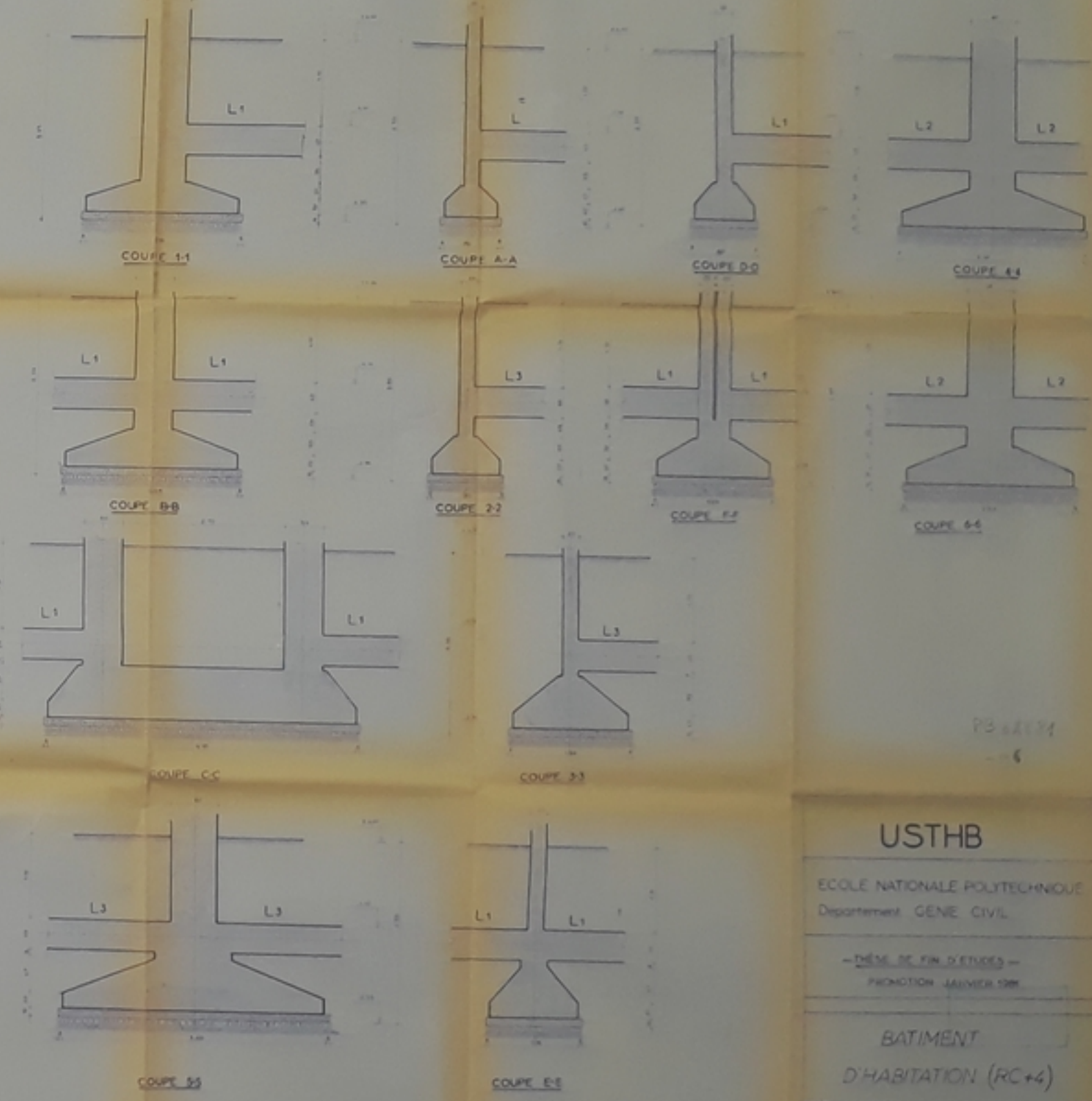
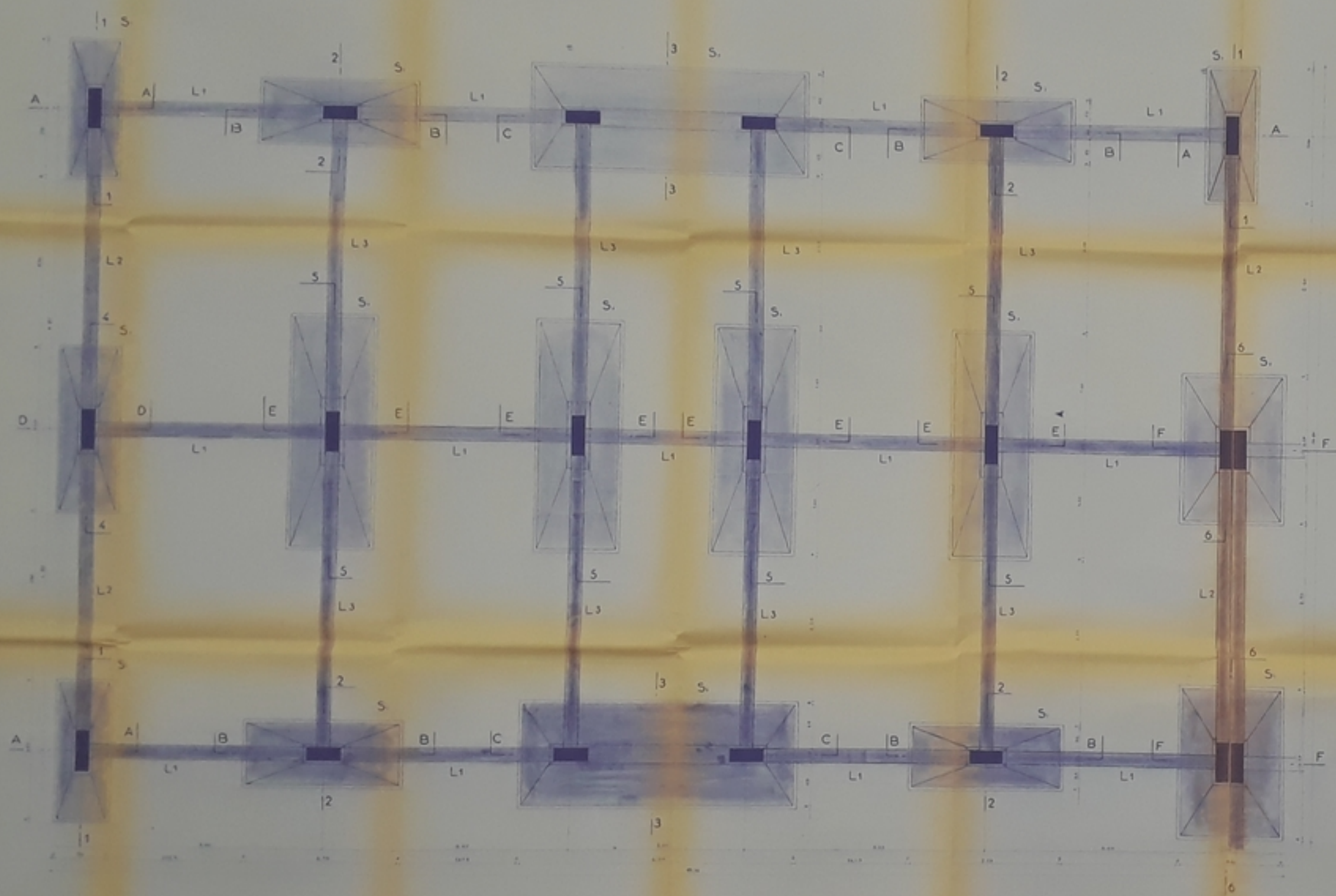
USTHB

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 Département GENIE CIVIL
 THÈSE DE FIN D'ÉTUDES
 PROMOTION JANVIER 1981

BATIMENT
 D'HABITATION (RC+4)

Designation	N° 5	PROPOSE PAR
COFFRAGE		CHERIF BOUMELAL
PLANCHER		DRIGE BIR
TERRASSE		SZAFRAN
		ÉLUÉ par
		R. NAKB
		Y. SALEM OUKIF

- PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS -



PS 41/74
- 6

USTHB

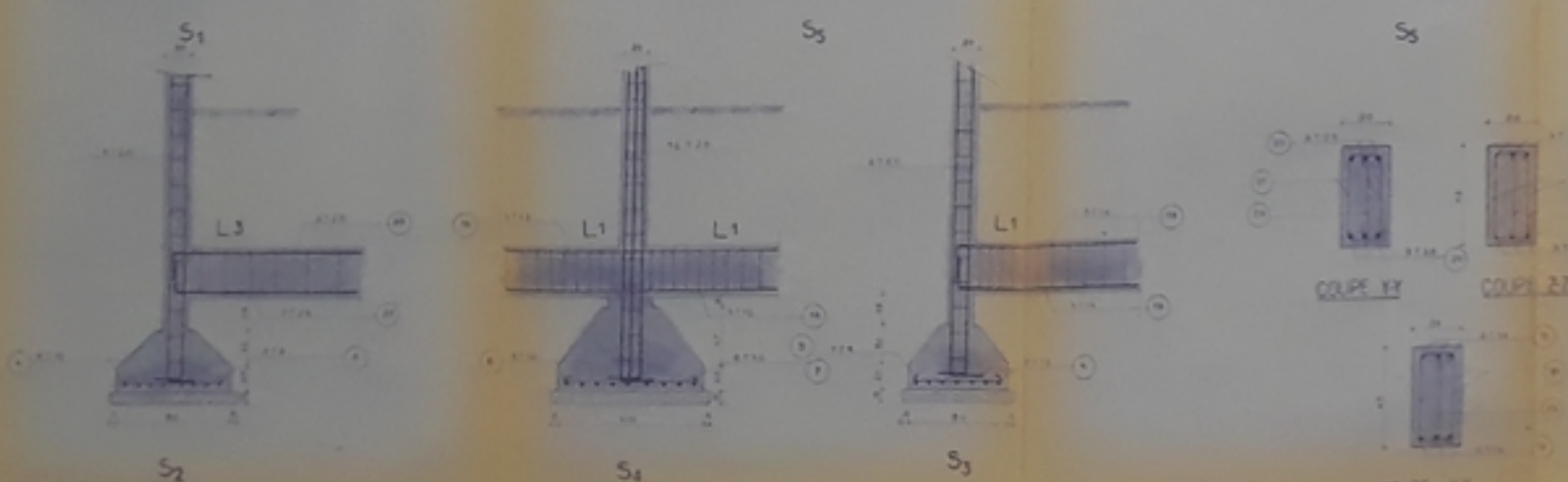
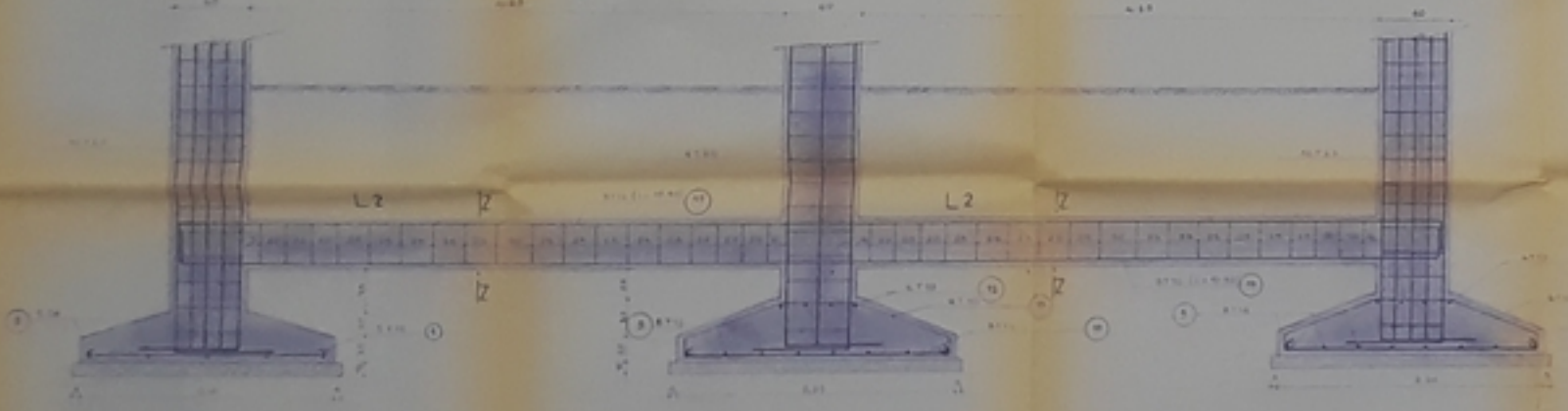
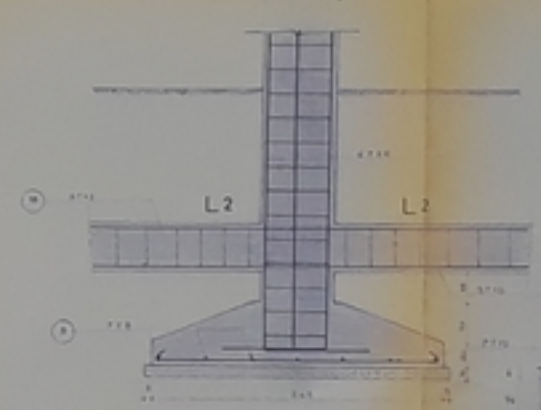
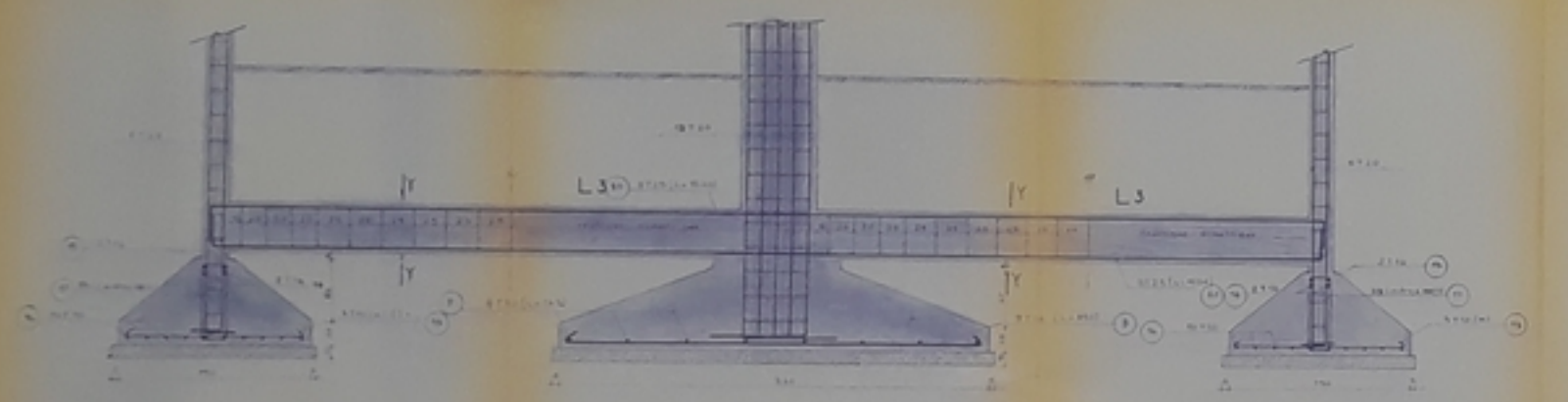
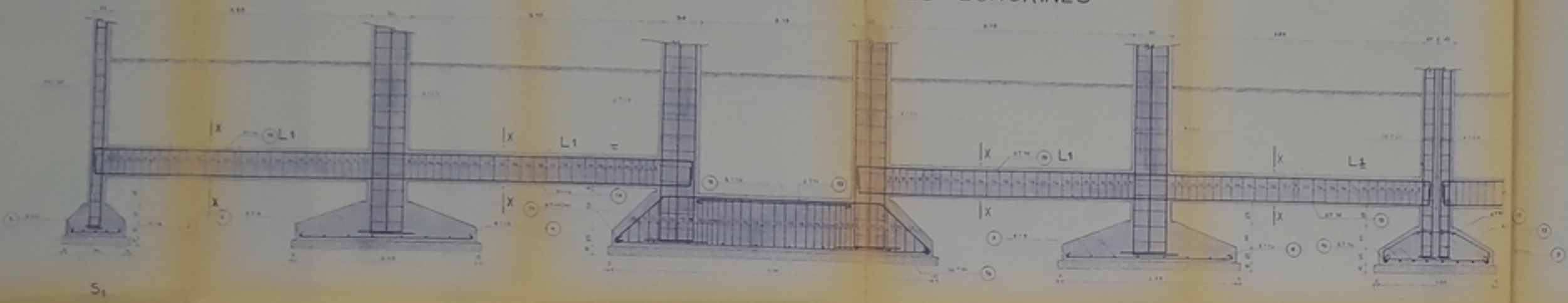
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département GÉNIE CIVIL

- THÈME DE FIN D'ÉTUDES -
PROMOTION JANVIER 1991

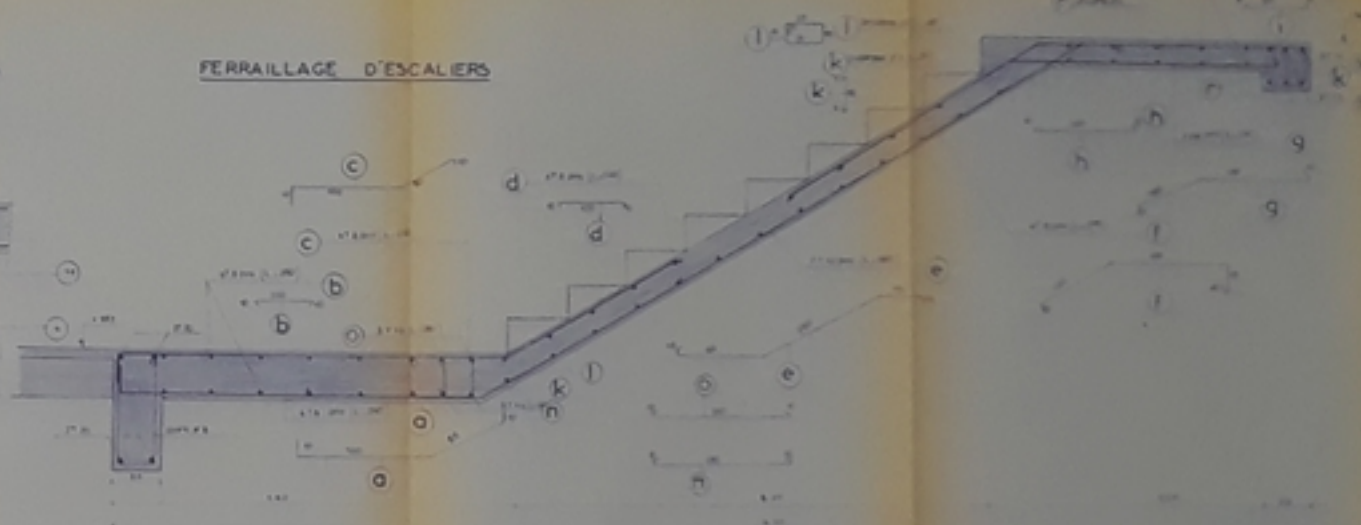
**BATIMENT
D'HABITATION (RC+4)**

CONTRÔLE	N° 6	PROPOSÉ PAR
COFFRAGE		DESSINÉ PAR
FONDATIONS		Z. SZAFRAN
LONGRINES		ÉLABORÉ PAR
		E. BAKI & SALEM CHERRI
ÉCHELLE		

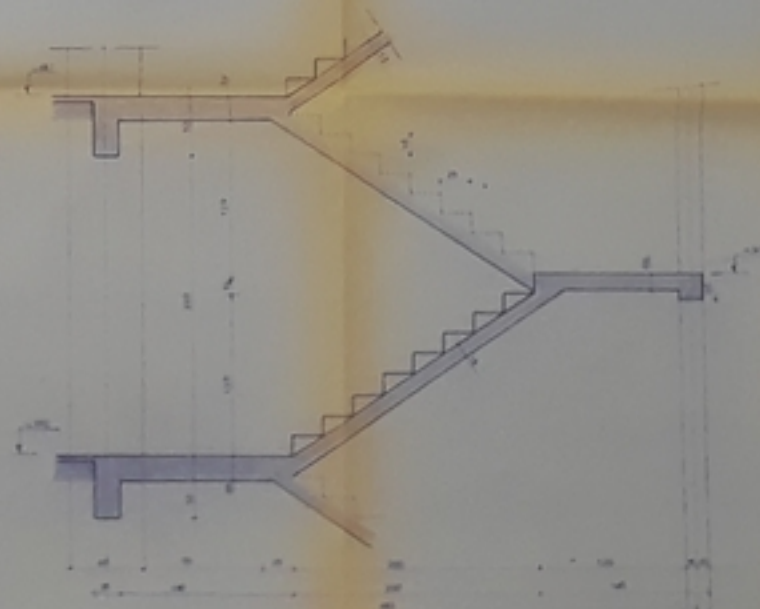
PLAN DE FERRAILLAGE DES FONDATIONS ET DES LONGRINES



FERRAILLAGE D'ESCALIERS



COFFRAGE ESCALIERS



NOMENCLATURE DES ACIERS
FONDATIONS - LONGRINES

N	Ø	T	kg/m	REÇU	TOTAL	kg	kg/m	faconnage
1	12	3	5	15	210	3100	1	
2	8	3	5	15	80	1200	1	
3	8	4	8	32	100	3200	1	
4	12	4	8	32	235	7520	1	
5	8	1	7	7	90	530	1	
6	12	1	7	7	250	1750	1	
7	10	4	8	32	125	4000	1	
8	16	4	9	36	350	10600	1	
9	12	2	8	16	160	2560	1	
10	14	2	8	16	230	5680	1	
11	10	2	4	8	270	2160	1	
12	10	2	4	8	200	1600	1	
13	10	2	10	20	160	3200	1	
14	10	2	10	20	410	8200	1	
15	16	2	2	4	500	2000	1	
16	16	2	2	4	250	920	1	
17	10	2	35	70	170	9100	1	
18	16	4	6	24	740	8960	1	
19	12	2	6	12	1050	12600	1	
20	25	4	6	24	1020	24480	1	
21	8	6			360	2880	1	
22	8	6			360	2880	1	
23	16	1	12	12	430	7160	1	

COUPE 17 COUPE 22

COUPE 23

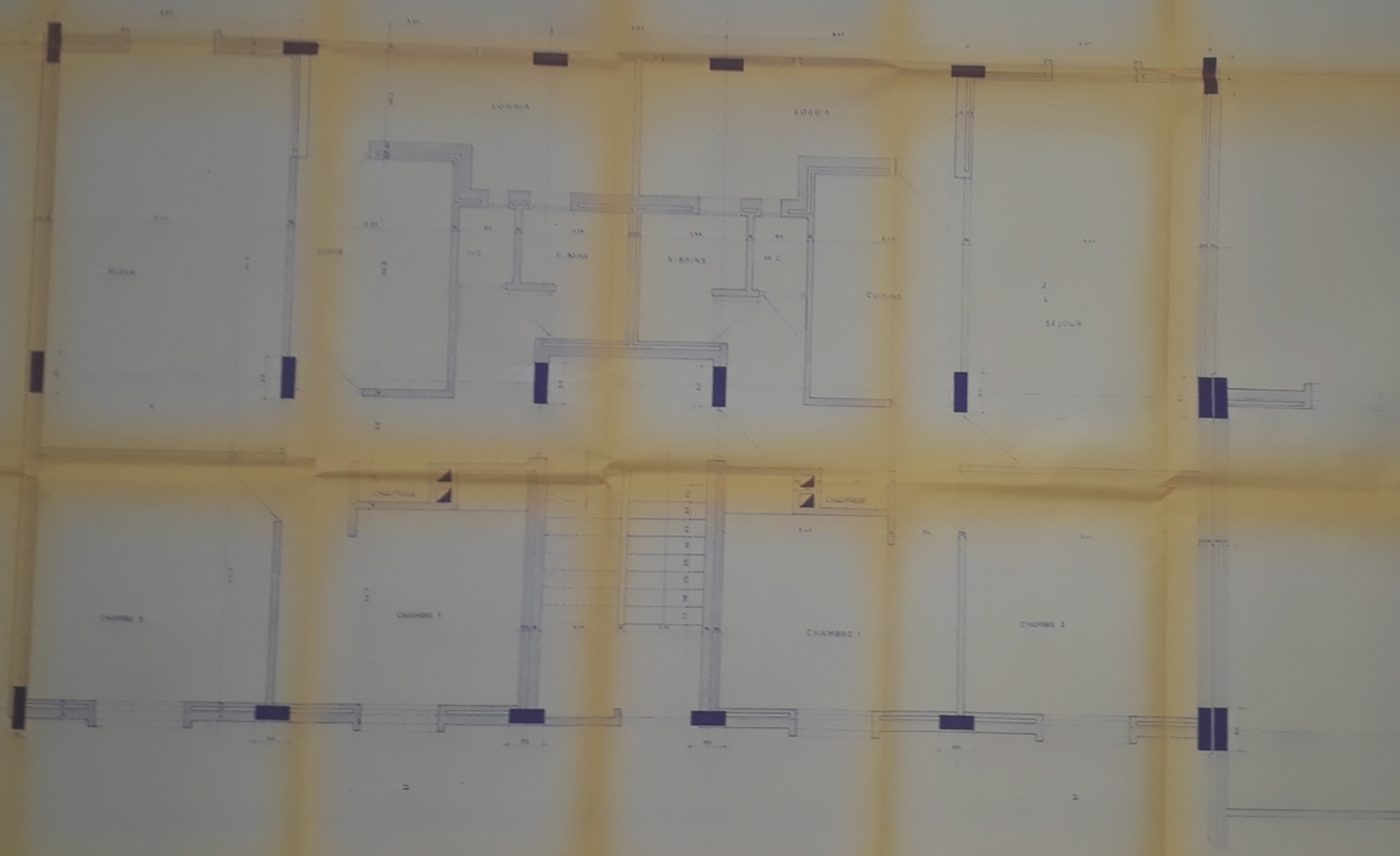
USTHB

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Dep^t GÉNIE CIVIL

TRAV. DE FIN D'ÉTUDES
FÉVRIER - JUILLET 1961

BATIMENT
D'HABITATION (RC+4)

PROJETANT	N° 7	EXÉCUTÉ PAR
COFFRAGE		CONCOURS NATIONAL ALGERIE
FERRAILLAGE		TRAV. PAR
FONDATIONS		Z. SZAFRAN
ESCALIERS		ÉTUDE DCC
		R. NAKIB
		T. SALEM-CHERIF



06002121
05

USTHB

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Departement GENE-CIVIL

— THESE DE FIN D'ETUDES —
PROMOTION JANVIER 1991

BATIMENT
D'HABITATION (RC+4)

Designation	N° 8	PROPOSE PAR CORRECTION - MODIFICATION A. SAFA
ARCHITECTURE		DIRIGE PAR Z. SZAFRAN
		ETUDE PAR R. NAKIB Y. SALEM - CHERP
ECHELLE	1/20	

